

DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA, "CREEP" E DE RELAXAÇÃO

DE TENSÕES DE UMA ARGILA MOLE DO RIO DE JANEIRO

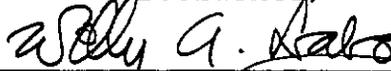
Tiago Franco Vilela

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.).

Aprovada por:



Prof. Jean-Pierre Remy
(Presidente)



Prof. Willy A. Lacerda



Prof. Mauro Lucio Guedes Werneck



Prof. Jacques de Medina

RIO DE JANEIRO

ESTADO DO RIO DE JANEIRO - BRASIL

MAIO DE 1976

A meus pais
A Joaquim Alberto

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Jean-Pierre Remy pela orientação e amizade que se tornaram imprescindíveis para a realização deste trabalho.

Aos Professores Willy A. Lacerda que incentivou o desenvolvimento dos estudos de "Creep" e Relaxação de Tensões e Mauro Lucio G. Werneck, pelo muito que contribuíram para o enriquecimento do texto ao acompanharem os nossos trabalhos, darem sugestões e reverem o manuscrito.

À Companhia do Metropolitano do Rio de Janeiro, através dos seus Engenheiros Moysés Szwarcberg e Vera Brautigam, que possibilitou este trabalho, e à Tecnosolo - Engenharia e Tecnologia de Solos e Materiais S.A. que retirou as amostras.

À CAPES e à COPPE, pelo auxílio financeiro através de bolsas de estudo.

Aos Professores do Programa de Engenharia Civil, principalmente Jacques de Medina, Márcio Miranda Soares e Mário Márcio Alvarenga.

Aos colegas Francisco José Lins Peixoto, Jalves

José Verçosa do Rego, Paulo Roberto Pereira, Roberto Bastos Guimãres e Roberto Quental Coutinho, pelas excelentes críticas e sugertões.

Aos funcionários Álvaro Augusto Dellê Vianna , Antônio Dellê Vianna, Fernando L. França, Imaculada Conceição Soares, Sérgio Iório, Sylvia Leandro Pinheiro; ex-estagiários Eng^o Cláudio S. Werkenkoff; estagiários Francisco J. Casanova e Álvaro M. Costa que contribuíram para a realização dos ensaios de laboratório.

SUMÁRIO

O presente trabalho visa a determinar as propriedades geotécnicas de uma camada de argila mole. Discute-se a influência da matéria orgânica nos Índices de Consistência.

Compara-se a compressibilidade da argila em estudo com a de outros depósitos, tais como os da Baixada Fluminense e os de Santos e estuda-se o efeito da pressão de quase pré-adensamento.

Utiliza-se a formulação hiperbólica para simular as curvas tensão-deformação de ensaios triaxiais.

Os parâmetros de resistência, tensão-deformação são obtidos e comparados com os de outras argilas. Discute-se os resultados de ensaios triaxiais em amostras indeformadas e amolgadas.

As relações tensão-deformação-tempo são estudadas a partir de resultados de ensaios de "Creep" e de Relaxação de Tensões, ambos sob condições não-drenadas.

Finalmente apresentam-se conclusões relativas aos parâmetros geotécnicos mais representativos para uso em um projeto de engenharia envolvendo escavações profundas neste depósito.

SUMMARY

This study aims at determining the geotechnical characteristics of a layer of soft clay. The influence of the organic matter on the consistency index is discussed.

The compressibility of this clay is compared to that of other clays as these of the "Baixada Fluminense" and these of "Santos" and the effect of the preconsolidation pressure is analysed.

The stress-strain curves of the triaxial tests are represented by the hyperbolic formula.

The strength and stress-strain parameters are determined and compared with those of other clays. The results of triaxial tests performed on undisturbed and disturbed samples are discussed.

The stress-strain-time relationships are studied using results of creep and stress-relaxation tests performed in undrained conditions.

Finally conditions are drawn concerning the geotechnical parameters which would be of more interest for the design of a deep excavation in this clay.

RÉSUMÉ

Cette étude a pour but de déterminer les propriétés géotechniques d'une couche d'argile molle. On discute l'influence de la matière organique sur l'indice de consistance.

La compressibilité de l'argile étudiée est comparée à celle d'autres dépôts tels ceux de la "Baixada Fluminense" et ceux de "Santos" et l'on étudie l'effet de la pression de préconsolidation.

On utilise la représentation hyperbolique pour simuler les courbes tension-déformation des essais triaxiaux.

Les paramètres de résistance, tension-déformation sont déterminés et comparés à ceux d'autres argiles. On discute les résultats de essais triaxiaux sur les échantillons intacts et remaniés.

Les relations tension-déformation-temps sont étudiées à partir de résultats d'essais de fluage et de relaxation des contraintes, ces deux types d'essais étant réalisés non drainés.

Finalement on présente les conclusions relatives aux paramètres géotechniques les plus représentatifs pour un projet d'excavation profonde dans cette argile.

SÍMBOLOS (ORDEM ALFABÉTICA)

- a - valor do intercepto (na origem) da envoltória de Lambe
- A - valor de $\dot{\epsilon}$ para $D=0$ e $t=t_1$
- \bar{A} - coeficiente de pressão neutra
- \bar{A}_{rup} - coeficiente de pressão neutra na ruptura
- \bar{A}_0 - coeficiente de pressão neutra para descarregamento
- A.C. - atividade coloidal
- AM - corpos-de-prova indeformados
- AG - corpos-de-prova amolgados
- a_v - coeficiente de compressibilidade
- B - coeficiente de pressão neutra
- C_c, C'_c - índice de compressão, índice de compressão corrigido
- $^{\circ}C$ - temperatura em graus Celsius
- CI \bar{U} - ensaio triaxial adensado isotropicamente não-drenado com medição de pressão neutra
- c, c' - coesão total, coesão efetiva
- %C - porcentagem de carbono
- C_s - índice de expansão
- c_v - coeficiente de adensamento
- D, D_{max} - tensão desvio, máximo tensão desvio
- \bar{D} - nível de tensão desvio
- D_0 - tensão desvio no tempo t_0
- \bar{D}_0 - nível de tensão desvio no tempo t_0
- e - índice de vazios
- e - base dos logaritmos naturais
- e_0 - índice de vazios inicial

- E_i - módulo de deformação tangente na origem
 $E_{50\%}$ - módulo de deformação secante para níveis de tensões de 50% da máxima tensão desvio
 E_{UR} - módulo de deformação para descarregamento e recarregamento
 G - densidade real dos grãos
 h - altura do corpo-de-prova
 H_0 - altura inicial do corpo-de-prova
 h_0 - valor numérico da velocidade de deformação específica necessária para transcorrer um tempo de demora de $t_0 = 1$ min.
I.L. - índice de liquidez
I.P. - índice de plasticidade
 k - coeficiente de permeabilidade
 K - modulus number para carregamento
 K_0 - coeficiente de empuxo no repouso
 K_{UR} - modulus number para descarregamento recarregamento
L.L. - limite de liquidez
L.P. - limite de plasticidade
 m - coeficiente angular da parte linear do gráfico $\log \dot{\epsilon} \times \log t$
% Mat.Org.- porcentagem de matéria orgânica
 n - expoente
 p_a - pressão atmosférica
 p' - média aritmética das tensões efetivas
 \bar{p}'_f - média aritmética das tensões efetivas na ruptura
 p'_0 - pressão efetiva vertical do campo
 p_p - pressão de pré-adensamento
 p'_{qp} - pressão de quase-pré-adensamento
 q - média da diferença das t . efetivas

- q_f - média da diferença das t . efetivas na ruptura
 R_f - índice de ruptura
 S - inclinação da curva de relaxação de tensões
 S - sensibilidade
 $S-1$ - furo de sondagem de diâmetro de 3"
 $S-2$ - furo de sondagem de diâmetro de 4"
 S_u - resistência ao cisalhamento não-drenada
 S_u/p'_0 - relação entre a resistência ao cisalhamento não-drenada e a pressão efetiva vertical do campo
 t - tempo
 t_1 - tempo unitário (ou de referência)
 t_0 - tempo decorrido até o início da relaxação de tensões
 t_{50} - tempo decorrido para ocorrer 50% do adensamento primário
 t_{rup} - tempo transcorrido para atingir a ruptura
 UU - ensaio triaxial não-adensado não-drenado
 v - velocidade de deslocamento da prensa
 w - teor de umidade
 w_f - teor de umidade na ruptura
 α - inclinação da envoltória de Lambe
 α - coeficiente angular da parte linear do gráfico $\log \dot{\epsilon} \times D$
 $\bar{\alpha}$ - parâmetro adimensional $\alpha \cdot D_{max}$
 γ_{nat} - peso específico aparente úmido
 γ_w - peso específico da água
 ΔH_{rup} - deformação do corpo-de-prova na ruptura
 $\Delta p/p$ - relação entre incremento de pressão e pressão atuante
 Δu - acréscimo de pressão neutra
 $\epsilon_1\%$ - deformação específica axial

- ϵ_{rup} - deformação específica axial na ruptura
 $\dot{\epsilon}$ - velocidade de deformação específica
 σ_1 - tensão principal maior, vertical
 σ_3 - tensão principal menor, horizontal
 σ_3' - pressão de adensamento triaxial
 σ_1' - tensão efetiva principal maior
 σ_3' - tensão efetiva principal menor
 σ_{3cel} - pressão confinante
 σ'_0 - pressão efetiva residual após amostragem perfeita
 $(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_d$ - tensão desvio
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = \sigma_{dmax}$ - máxima diferença entre as tensões principais
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ - tensão desvio última
 (σ_1' / σ_3') - relação entre as tensões efetivas
 $(\sigma_1' / \sigma_3')_{max}$ - máxima relação entre as tensões efetivas
 \varnothing - diâmetro do corpo-de-prova
 \varnothing - ângulo de atrito total
 \varnothing' - ângulo de atrito efetivo
 ϕ - inclinação S do gráfico de relaxação de tensões para D_0 próximo de D_{max} .

ÍNDICE

I - INTRODUÇÃO GERAL	1
I.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	1
I.2 - LOCAL E OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS	2
I.3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	4
I.4 - DETERMINAÇÃO DA MATÉRIA ORGÂNICA	8
I.5 - INFLUÊNCIA DA SECAGEM DO MATERIAL	9
II - ENSAIOS DE ADENSAMENTO	24
II.1 - INTRODUÇÃO	24
II.2 - PROCEDIMENTO DO ENSAIO E EQUIPAMENTO	25
II.3 - RESULTADOS	27
II.3-1 - INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DO SHELBY	
II.3-2 - UTILIZAÇÃO DE $\Delta p/p < 1$	29
II.3-3 - COEFICIENTE DE ADENSAMENTO	29
II.3-4 - PERMEABILIDADE	30
II.3-5 - DETERMINAÇÃO DE c_c , c_s , p_p e c'_c	31
III - ENSAIOS TRIAXIAIS	50
III.1 - INTRODUÇÃO	50
III.2 - ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO-ADENSADOS NÃO-DRENADOS (UU)	51
III.2-1 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO	54
III.2-2 - VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA COM A PROFUNDIDADE	57
III.2-3 - SENSIBILIDADE PELO UU	58
III.2-4 - DETERMINAÇÃO DO MÓDULO TENSÃO-DEFORMAÇÃO NÃO-DRENADO	60

III.2-5 - ESTUDO DA RELAÇÃO s_u/p'_0	65
III.3 - ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS ISOTROPICAMENTE E NÃO-DRENADOS COM MEDIDA DE PRESSÃO NEUTRA (CIŪ)	78
III.3-1 - ADENSAMENTO E SATURAÇÃO	78
III.3-2 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO	81
III.3-3 - DIAGRAMA DE LAMBE PARA "C" E "ϕ"	87
III.3-4 - CAMINHO DE TENSÕES EFETIVAS	89
III.3-5 - RELAÇÃO $w_f \times \bar{p}_f \times q_f$	90
III.3-6 - VARIAÇÃO DE \bar{A}_{rup} COM σ'_3	91
III.3-7 - VARIAÇÃO DA COESÃO EFETIVA "C'" E DO ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO "ϕ'" COM A PROFUNDIDADE	92
III.3-8 - COMPARAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA HIPERBÓLICA E A RESISTÊNCIA MOBILIZADA	93
III.3-9 - VARIAÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL COM A PRESSÃO DE ADENSAMENTO	94
III.3-10- COMPORTAMENTO INELÁSTICO	97
IV - RELAÇÕES TENSÃO-DEFORMAÇÃO-TEMPO	128
IV.1 - INTRODUÇÃO	128
IV.2 - ENSAIOS DE CREEP	129
IV.2-1 - SOLO UTILIZADO E EQUIPAMENTO	131
IV.2-2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS	133
IV.3 - RELAXAÇÃO DE TENSÕES	138
IV.3-1 - SOLO UTILIZADO E EQUIPAMENTO	140
IV.3-2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS	143

IV.4 - COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS DE CREEP COM OS DE RELAXAÇÃO DE TENSÕES	147
IV.5 - CORRELAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RELAXAÇÃO DE TENSÕES COM O ÍNDICE DE PLASTICIDADE	150
V - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	169
BIBLIOGRAFIA	176
LISTA DE AUTORES CITADOS	181
APÊNDICES	183
1 - SONDA GENS	183
2 - CÁLCULO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CIŪ PELO IBM-1130	191

I - INTRODUÇÃO GERAL

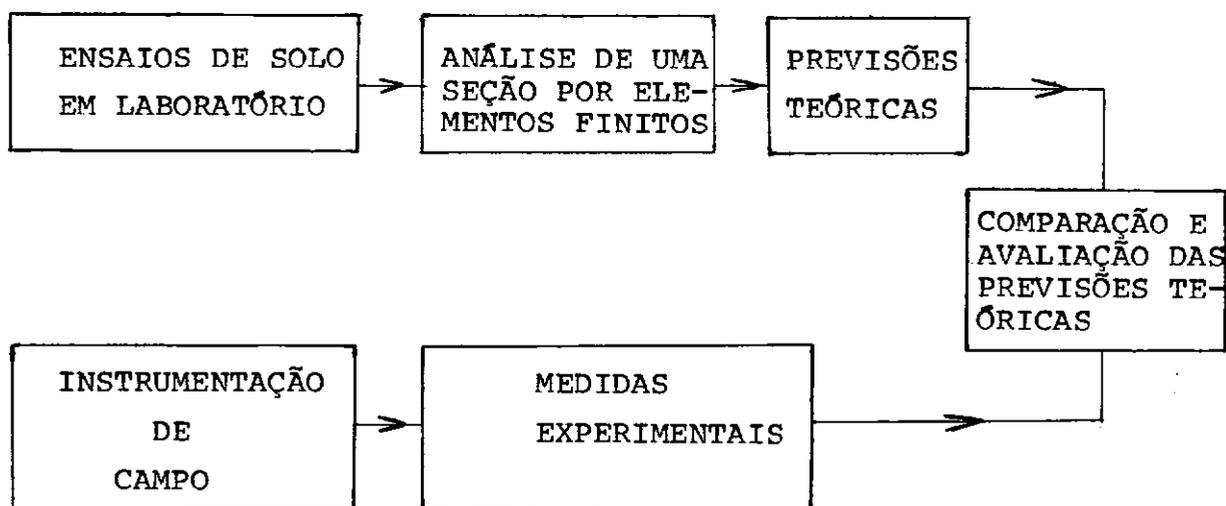
I.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

O presente trabalho surgiu da necessidade de se conhecer o comportamento da massa de solo ao longo da profundidade para o estudo da parede diafragma usada na construção de uma galeria do METRÔ, na Rua Uruguaiana.

O estudo que vem sendo realizado pela COPPE, envolve não só o estudo detalhado dos solos como também a instrumentação da obra e a análise da seção instrumentada por elementos finitos. A comparação entre as previsões teóricas e as medições "in situ" deverá fornecer primeiro a aferição do programa de elementos finitos usado na análise. Uma vez aferido, este programa poderá ser utilizado na previsão do comportamento da obra em seções mais críticas (presença de edifícios vizinhos) permitindo o cálculo não só da estabilidade como também dos recalques e deslocamentos esperados.

As comparações entre as tensões, os deslocamentos e os momentos fletores projetados e medidos deverão permitir projetar futuramente construções mais seguras e/ou mais econômicas.

O plano de trabalho a ser desenvolvido é representado esquematicamente por:



Este trabalho se restringirá à parte dos ensaios de laboratório com apresentação de resultados e conclusões dos diferentes tipos de ensaios.

I.2 - LOCAL E OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS

Uma vez que o interesse do presente estudo é o comportamento do solo adjacente às paredes diafragma, foram executados dois furos de sondagens situados externamente ao traçado do projeto da linha 1 do METRÔ, nas imediações da Estação Uruguaiana (Figura I-1) e representados por (S-1) e (S-2). A execução destas sondagens obedeceu a sequência exposta no Apêndice 1.

Do resultado das sondagens S-1 e S-2 e de outra realizada pela Tecnosolo em 1969 (A-131) traçou-se um perfil transversal à Estação Uruguaiana (Figura I-2). Até a cota de 10m foi

impossível de se obter amostras por tubos "Shelby" devido a alta porcentagem de areia; assim, as amostras foram obtidas principalmente na camada de argila (de 11 a 18 m).

Como o material acima do N.A. estava sujeito a desmoronamento, os furos foram realizados com auxílio de lama bentonítica, sendo o avanço do revestimento limitado a cotas pouco abaixo do N.A. O furo S-1 foi realizado com revestimento de 4 polegadas de diâmetro nominal e o S-2, com 6 polegadas, até a profundidade de 4.0 m. Os amostradores utilizados foram tubos "Shelby" (aço inoxidável) de diâmetros de 3 polegadas e 4 polegadas, respectivamente, com comprimentos variáveis entre 40 e 50 cm.

Para a obtenção de amostras de melhor qualidade e consideradas "indeformadas", os cuidados adicionais foram:

- Para um perfeito controle das profundidades atingidas foi estabelecido um nível de referência à superfície, ao qual foi relacionado o comprimento total das hastes e a sobra das mesmas (Nível do Terreno - piso de ladrilhos com laje de concreto magro subjacente de aproximadamente 5cm. de espessura).

- O amostrador foi forçado contra o solo de forma contínua por intermédio de um sistema de polias fixas em relação ao solo e ligadas ao guincho por cabos de aço, mais conhecido como "Reação".

- Para evitar amolgamento da amostra (embuxamento) na parte superior, nos Shelbies de 50cms cravou-se 45cm, e, nos de 40cm, cravou-se 35cm.

- Aguardou-se um período de repouso de aproximadamente 5 a 10 minutos depois da cravação do amostrador antes de cisalhar a parte de baixo da amostra através de uma lenta rotação do conjunto (haste-amostrador). Esse tempo de espera se faz necessário para permitir uma boa aderência do material às paredes internas do tubo e, conseqüentemente, obter uma recuperação adequada.

- Os Shelbies foram convenientemente parafinados nas duas extremidades, acondicionados em caixas com serragem e transportados para a câmara úmida do Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE.

I.3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Na Figura I-3 está plotado o teor de umidade natural em função da profundidade. As determinações do teor de umidade foram realizadas com estufas de; 60°C , 60°C e vácuo de aproximadamente 25 polegadas de Hg e 110°C , com o objetivo de comparar os resultados obtidos e o tempo necessário para a secagem das amostras. A tabela I-1 mostra esses valores bem como a diferença percentual das umidades determinadas nas estufas de 60°C com vácuo e 110°C .

A estufa de 60°C fornece resultados não representativos do peso seco uma vez que não possui circulação adequada e o ar em seu interior se encontra saturado. Na de 60°C com vácuo ,

durante a aplicação do vácuo, a tubulação que liga a estufa à bomba passa por um recipiente contendo carvão seco, onde o vapor de H_2O retirado da estufa fica retido, não indo diretamente para a bomba e propiciando assim, uma melhor eficiência na secagem. A estufa de $110^{\circ}C$, além de possuir circulação adequada, realmente seca o material e nesse caso, queima parte da matéria orgânica, e portanto fornece maiores valores da umidade.

A pequena porcentagem de matéria orgânica existente nesta argila (inferior a 4% - tabela I-1) e o tempo adicional necessário para operar a estufa a vácuo em condições de funcionamento adequado, tornaram preferível se trabalhar com a estufa de $110^{\circ}C$. Tal procedimento revelou-se satisfatório para fins práticos, tendo em vista as constatações apresentadas:

- a) A diferença percentual máxima entre as umidades determinadas nas estufas de $60^{\circ}C$ com vácuo e de $110^{\circ}C$ não ultrapassou 12% em todos os valores obtidos (Tabela I-1).
- b) Nos resultados se conseguiu uma constância de peso em 24 horas a $110^{\circ}C$, enquanto que na estufa de $60^{\circ}C$ com vácuo esta constância só se verificava após 48 horas.

Em todos os ensaios realizados e que serão relatados no transcorrer da apresentação, obteve-se medidas de peso e volume dos corpos-de-prova, calculando-se a partir desses elementos o peso específico aparente úmido. Na faixa argilosa se obteve, em média, $\gamma_{nat} = 1,60t/m^3$ e no trecho arenoso, $\gamma_{nat} = 1.90t/m^3$.

Esses resultados são apresentados em função da profundidade na Figura I-4 e, numericamente, na Tabela I-1.

De pequenas quantidades (100 gramas) de material praticamente seco ao ar livre (Figura I-5), determinou-se a densidade real dos grãos (G) (DNER DPT M 93-64) a diversas profundidades (Figura I-6) cujos valores numéricos são apresentados na Tabela I-2. Cada valor é uma média de três determinações com uma diferença máxima de 0.02.

A Figura I-7 mostra os resultados obtidos na Análise Granulométrica (DNER DPT M 51-64) em diversas profundidades. Em paralelo apresenta-se (Figura I-8) a variação dos limites de Atterberg com a profundidade, determinados na estufa de 110°C sem secagem prévia das amostras. Os resultados das Figuras I-7 e I-8 estão reunidos na Tabela I-3.

Analisando essas duas figuras observa-se que com o aumento do teor de argila também há um acréscimo do limite de liquidez. Este aspecto foi relatado por Freitas Júnior⁽¹⁾ ao analisar trabalho de Seed e Woodward (1964) em que os autores observaram que a relação L.L x fração argila era linear acima de 10% , sendo ligeiramente curva para baixas frações de argila, indicando que a curva, caso fosse prolongada (0% de fração argila), interceptaria o eixo das ordenadas para valores de L.L. de 5 a 20%. Neste trabalho se verifica essa linearidade entre o L.L. e a fração argila (% < 2 μ) acima de 10%, mas a parte curva para valores da fração argila menores do que 10% não foi possível observar. (Figura I-9)

Na Figura I-10 apresentamos alguns valores da Atividade Coloidal definida por Skempton em 1953 (referência citada por Mello⁽²⁾) como sendo a relação:

$$(1-1) \quad A.C. = \frac{I. P. (\%)}{\text{fração argila } (\%)} = \frac{I.P.}{\% < 2\mu}$$

Alguns pontos obtidos se situam dentro da faixa de $0,75 < AC < 1.25$ sendo assim, segundo a classificação de Skempton, uma "argila normal"; outros caem acima do limite superior com valores da A.C. > 1.25 , ou seja, "argila ativa". Em resumo, esses valores se aproximam muito dos obtidos por Mello⁽²⁾ para a argila marinha de Santos.

De posse dos resultados dos limites de Atterberg a diversas profundidades plotou-se no Gráfico de Plasticidade (Figura I-11) os respectivos valores, observando-se que estes pontos se unidos ficam numa linha praticamente paralela à linha A de Casagrande, isto é, $IP = 0.73 (LL\% - 20)$.

Segundo Mello⁽²⁾, Casagrande observou que colocando-se em um gráfico os resultados dos ensaios dos limites de consistência de várias amostras de um mesmo estrato, geralmente os pontos caem numa linha reta aproximadamente paralela à linha "A". Idêntica observação também foi verificada por Wu⁽³⁾ ao analisar amostras de mesma origem geológica e composição. Daí podemos dizer que este depósito é composto de um mesmo tipo de argila, porém em diferentes porcentagens em cada profundidade.

I.4 - DETERMINAÇÃO DA MATÉRIA ORGÂNICA

O processo utilizado para a determinação da matéria orgânica foi o proposto pelos químicos Walkley/Black que é o da Oxidação Úmida.

Esse método consta em oxidar a matéria orgânica contida no solo por um excesso de dicromato de potássio ($K_2Cr_2O_7$), sendo este determinado pelo sulfato ferroso amoniacal. Baseado nisso, o valor do teor de carbono é determinado e daí se obtém a % de matéria orgânica.

$$\% C = (40 - v_1) \times 0.006V \quad (I-2)$$

% C = porcentagem de carbono

v_1 = quantidade de sulfato ferroso gasto (ml)

V = volume de dicromato de potássio
($K_2Cr_2O_7$) (ml)

$$\% \text{ Mat. Org.} = \% C \times 1.724 \quad (I-3)$$

Os valores determinados são apresentados na Tabela I-1.

I.5 - INFLUÊNCIA DA SECAGEM DO MATERIAL

Teixeira⁽⁴⁾ ao estudar as características geotécnicas da argila mole de Recife, lembra as recomendações de Scott sobre solos que apresentam uma porcentagem de 2 a 3% de matéria orgânica. Essas recomendações se devem à grande variação de peso provocada pela oxidação da matéria orgânica a temperaturas em torno de 100°C, daí se recomendando que todo solo contendo matéria orgânica seja tratado em estufas de temperaturas no máximo de 50°C a 60°C.

Bogossian e Lima⁽⁵⁾ estudaram 136 amostras de argilas siltosas orgânicas de origem marinha da área do Porto de Santa Cruz (Rio de Janeiro) e com relação aos limites de consistência obtidos em estufas com temperaturas inferiores a 50°C, observaram:

- os ensaios de limite de liquidez executados conforme o método MB-30 da ABNT apresentaram valores médios de 69% e um desvio padrão de 3,1%.

- os mesmos ensaios executados sem secagem prévia apresentaram valores médios de 125% e desvio padrão de 6,2%.

- os ensaios de limite de plasticidade executados conforme o método MB-31 da ABNT apresentaram valores médios de 30.5% e desvio padrão de 2,1%.

- os mesmos ensaios executados sem secagem prévia apresen-

taram valores médios de 36,3% e desvio padrão de 3,0%.

- o teor de umidade natural médio foi de 112,9% com desvio padrão de 9,8%.

As conclusões a respeito desta análise foram:

" - os ensaios de limite de liquidez das argilas siltosas orgânicas muito moles a média, de origem marinha, quando executadas de acordo com o método MB-30 da ABNT apresentaram valores bastante inferiores ao seu teor de umidade natural e incompatíveis com a consistência do solo.

- os mesmos ensaios sem secagem prévia apresentaram valores próximos e superiores aos teores de umidades naturais, bastante mais coerente com os valores esperados.

- uma analogia poderia ser feita aos ensaios dos limites de plasticidade? "

Queiroz de Carvalho⁽⁶⁾, analisando o mesmo solo que Teixeira⁽⁴⁾, observou que as variações dos limites de plasticidade obtidos com amostras no estado de umidade natural e após secagem em estufa de 110°C eram muito pequenos, enquanto que as variações dos limites de liquidez eram da ordem de no mínimo 3 ou 4 vezes maiores.

Ortigão⁽⁷⁾ verificou para a argila mole de um de

pósito da Baixada Fluminense, em amostras previamente secas a 105°C , os seguintes valores:

LL=52.5% , LP=33.0% , IP=19.5% e o IL=3.15 valor incoerente para depósitos de argilas normalmente adensadas em que se sabe terem o I.L. próximo à unidade.

Refazendo-se os ensaios em amostras sem secagem prévia na estufa, obteve:

LL=119% , LP=33.5% , IP=85.5% e o I.L.=1.02

Salientou ainda que esse método de ensaio teve considerável influência no limite de liquidez e praticamente nenhuma no limite de plasticidade.

Com a finalidade de verificar a influência da secagem prévia nos limites de liquidez, plasticidade e na matéria orgânica presente se obteve para a argila mole da Rua Uruguaiana:

a) sem secagem prévia:

PROFUND. (m)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	MAT. ORG. (%)
14.0	70	23.5	46.5	3.64
16.0	100	40	60	3.40

b) com secagem prévia na estufa de 110°C :

PROFUND. (m)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	MAT. ORG. (%)
14.0	46.5	26.0	20.5	2.67
16.0	60.5	33.5	27.0	2.67

A diferença entre os limites de liquidez é da ordem de 33% a 14.0 m e 39% a 16.0 m , não atingindo portanto diferenças de 2 a 4 vezes como obtidas por Bogossiam e Lima⁽⁵⁾ (argila marinha do Porto de Santa Cruz - Rio de Janeiro), por Queiroz de Carvalho⁽⁶⁾ (argila mole do Recife) e Ortigão⁽⁷⁾ (argila mole da Baixada Fluminense). Os valores dos limites de plasticidade apresentaram diferenças entre 9.5% e 16%.

A matéria orgânica presente no material, com secagem prévia a 110°C foi determinada pelo processo indicado no ítem I-4 e se obteve a 14.0 m e 16.0 m um valor constante de 2,67%, verificando então que a estufa de 110°C não queima toda a matéria orgânica existente mas apenas uma parcela, ou seja, 26.7% a 14.0 m e 21.48% a 16.0 m . A queima dessas porcentagens de matéria orgânica em relação ao peso total do material representa uma perda de 0.97% a 14.0 m e 0.73% a 16.0 m , não atingindo nem 1% de todo o material.

A diferença porcentual máxima entre as umidades determinadas a 110°C e 60°C com vácuo variou entre 6 e 12%, não podendo então ser explicada pela queima da matéria orgânica na estufa de 110°C mas sim pela maior eficiência desta estufa na secagem.

PROFUNDIDADE	FRAGMENTOS DE MARISCOS E CONCHAS	w%						$\Delta w\%$ entre 60° +vácuo e 110°C	γ nat g/cm ³	% Mat. Org�n.
		60°C		60°C+vácuo		110°C				
		S-1	S-2	S-1	S-2	S-1	S-2			
11.0-11.45	Fragmentos de mariscos e conchas	27.60	-	-	-	-	-	-	1.90	0.98
12.0-12.45	"	-	-	-	51.80	-	57.44	9.80	1.61	-
13.0-13.45	"	51.85	-	52.37	-	59.07	53.40	11.34	1.62	1.98
14.0-14.35	"	-	-	55.37	50.11	59.35	60.46	11.9	1.61	3.64
15.0-15.45	"	60.15	-	-	62.39	-	66.58	6.29	1.57	3.24
16.0-16.45	"	62.25	-	-	62.44	-	66.54	6.16	1.58	3.40
17.0-17.35	"	-	-	63.06	-	68.18	-	7.50	1.56	3.20
18.0-18.45	"	55.79	-	59.77	-	65.95	-	9.37	1.60	3.88

Observa es:

- os valores das umidades (w%) e dos pesos específicos aparentes úmidos são m dias de 2 a 3 determina es.

TABELA I-1

PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRA (Nº)	w%			G		
		(amostra seca ao ar)			(densidade real dos grãos)		
		60°C	60°C+vácuo	110°C	60°C	60°C+vácuo	110°C
11.0-11.45	1	-	0.65	1.37	-	2.63	2.66
12.0-12.45	2	-	-	-	-	-	-
13.0-13.45	3	2.32	3.29	4.67	2.53	2.61	2.66
14.0-14.35	4	-	4.03	5.57	-	2.63	2.69
15.0-15.45	5	4.55	5.10	6.37	2.50	2.58	2.63
16.0-16.45	6	-	6.44	7.34	-	2.59	2.63
17.0-17.35	7	3.01	3.73	4.88	2.53	2.55	2.59
18.0-18.45	8	-	3.35	4.09	-	2.58	2.61

Observação:

Os resultados tabelados acima foram obtidos das amostras do furo S-1 com Shelbyes de $\phi = 3''$

TABELA I-2

PROFUNDIDADE (m)	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (%)			ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA		
	ARGILA	SILTE	AREIA	LL %	LP %	IP %
11.0-11.45	5.0	25.0	70.0	22.0	19.0	3.0
12.0-12.45	-	-	-	-	-	-
13.0-13.45	40.0	30.0	30.0	66.0	25.0	41.0
14.0-14.35	40.0	30.0	30.0	70.0	23.5	46.5
15.0-15.45	52.0	28.0	20.0	87.0	38.5	48.5
16.0-16.45	55.0	25.0	20.0	100.0	40.0	60.0
17.0-17.35	45.0	25.0	30.0	80.0	30.0	50.0
18.0-18.45	36.0	24.0	40.0	73.5	26.5	47.0

Observação:

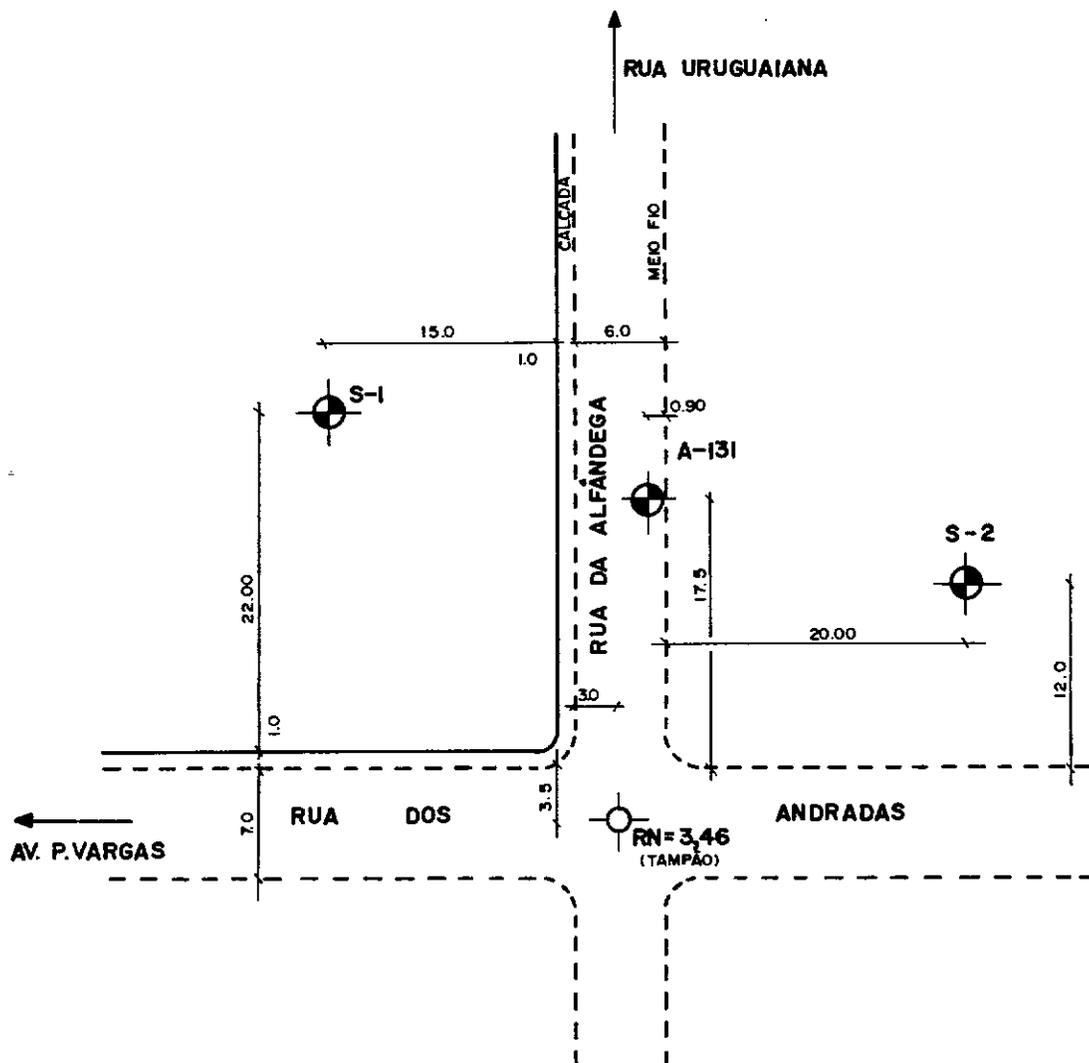
Os resultados acima foram obtidos das amostras, sem secagem prévia, do furo S-1 com Shelby's de $\varnothing = 3''$.

PROFUNDIDADE (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	% < 2 μ	ATIVIDADE COLOIDAL
11.0-11.45	22.0	10.0	3.0	4.0	0.75
12.0-12.45	-	-	-	-	-
13.0-13.45	66.0	25.0	41.0	37.0	1.10
14.0-14.35	70.0	23.5	46.5	36.0	1.35
15.0-15.45	87.0	38.5	48.5	46.0	1.05
16.0-16.45	100.0	40.0	60.0	48.0	1.33
17.0-17.35	80.0	30.0	50.0	40.0	1.25
18.0-18.45	73.5	26.5	47.0	34.0	1.38

Observação:

Os resultados acima foram obtidos das amostras, sem secagem prévia, do furo S-1 com Shelbyes de $\varnothing=3''$

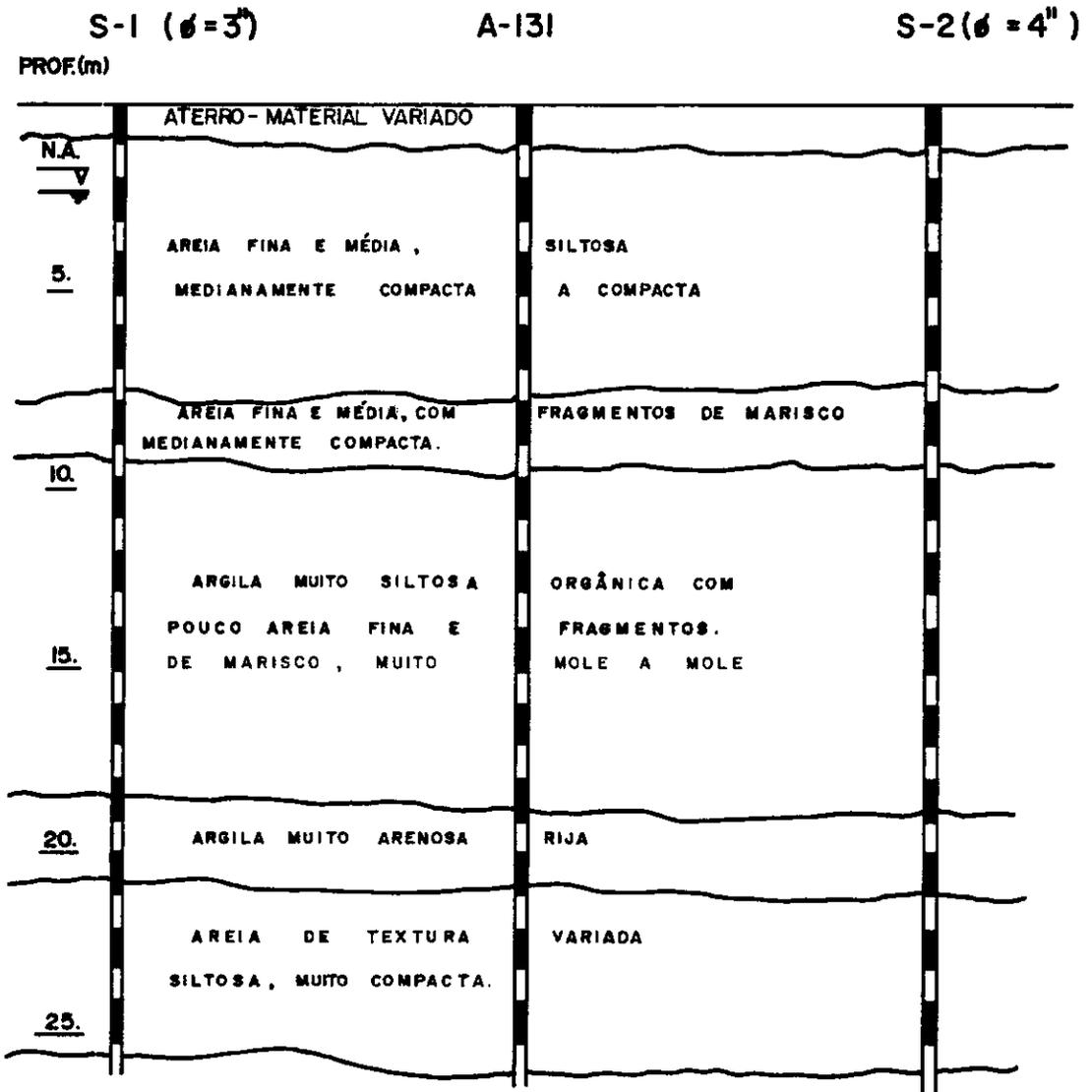
TABELA I-4



E: 1:500

COPPETEC/ET-514/75

FIG. I-1 CROQUIS DE LOCALIZAÇÃO



Perfil Transversal a Estação Uruguaiana

E.V. 1:200
E.H. 1:400

COPPETEC/ET-514/75

FIG. I - 2

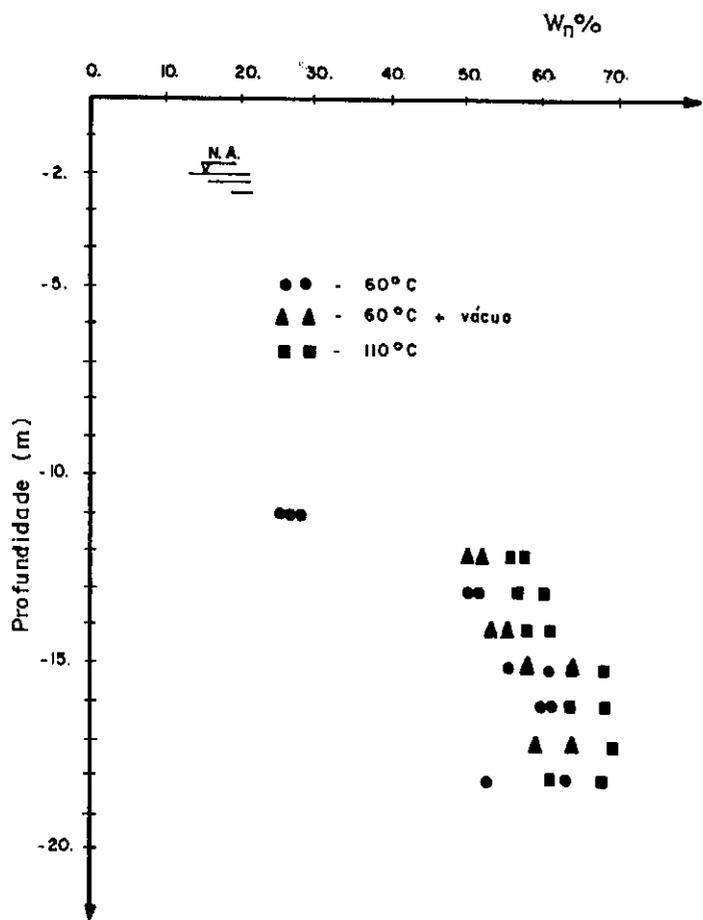


FIG. I-3 UMIDADE NATURAL

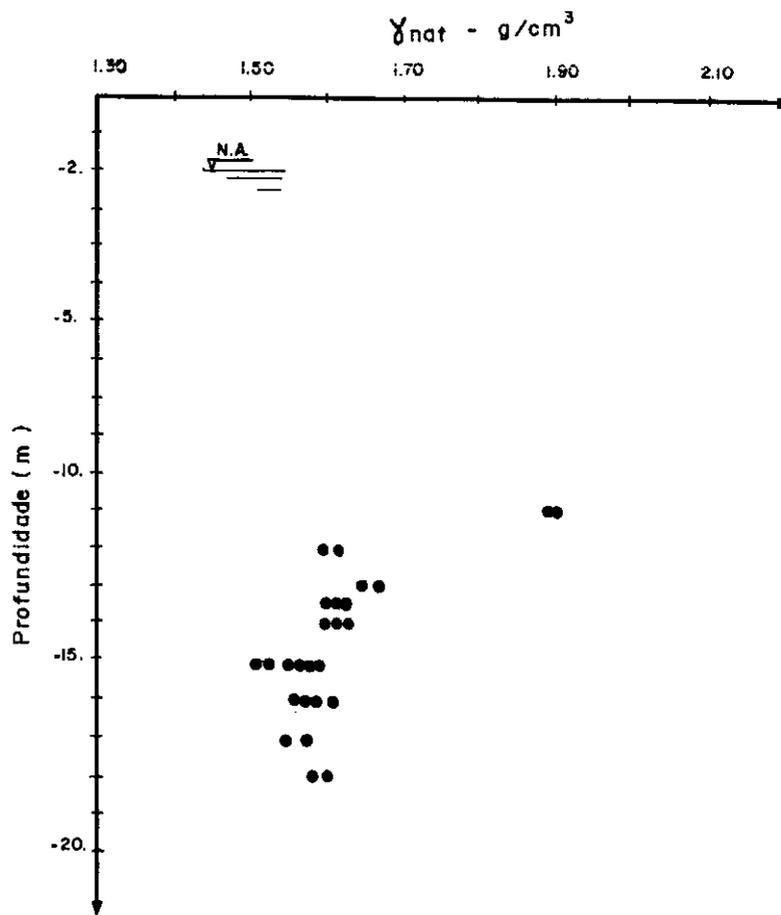


FIG. I-4 PESO ESPECÍFICO NATURAL

FIG.I-5 TEOR DE UMIDADE $w\%$
(amostra seca ao ar livre)

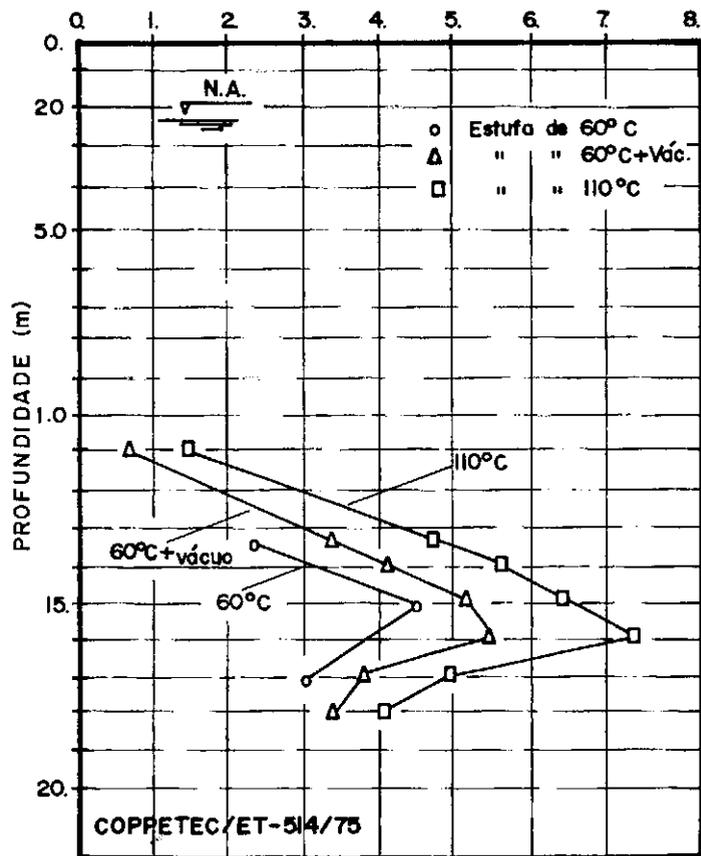


FIG.I-6 PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS γ_s (g/cm^3)

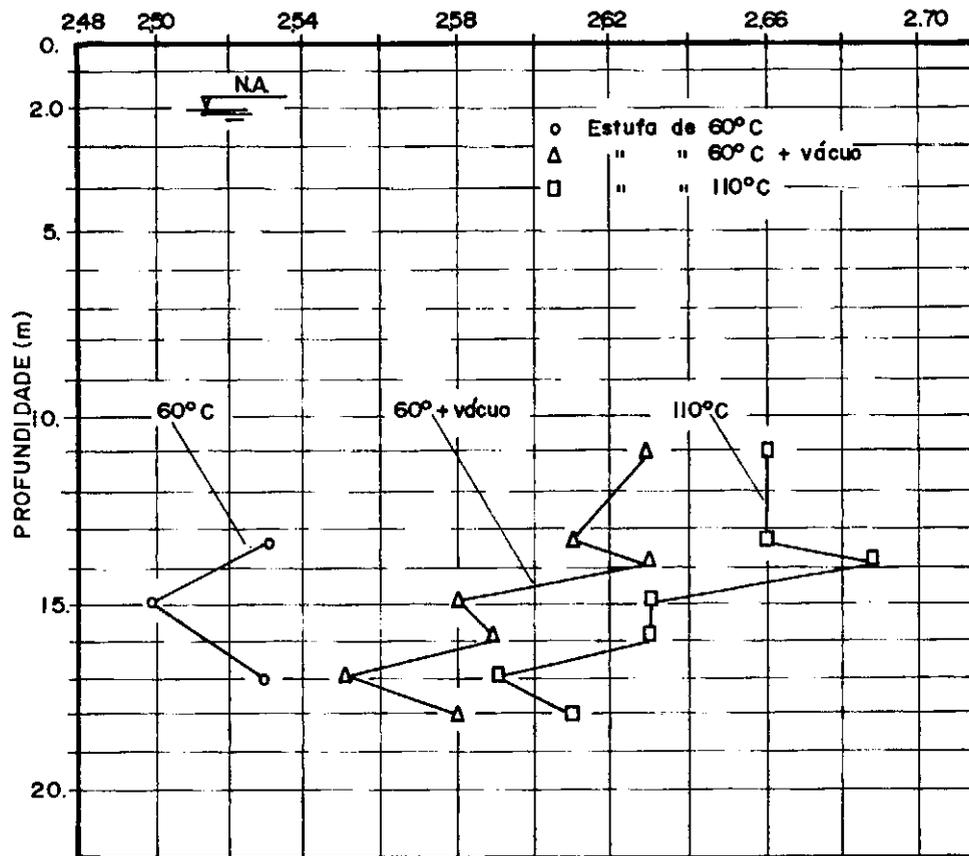
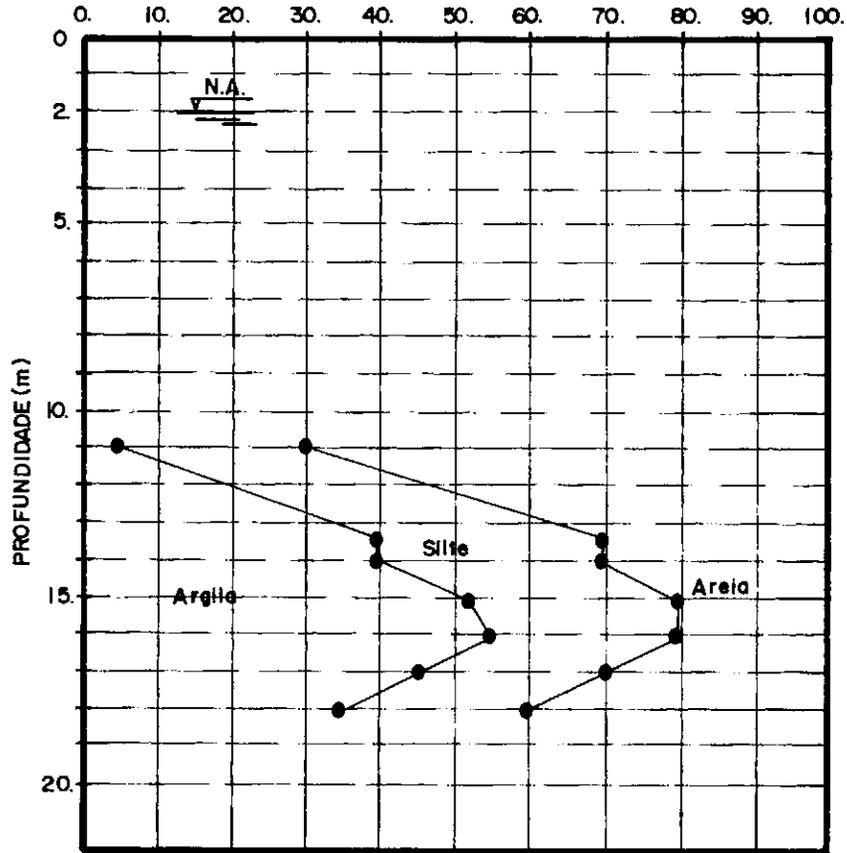
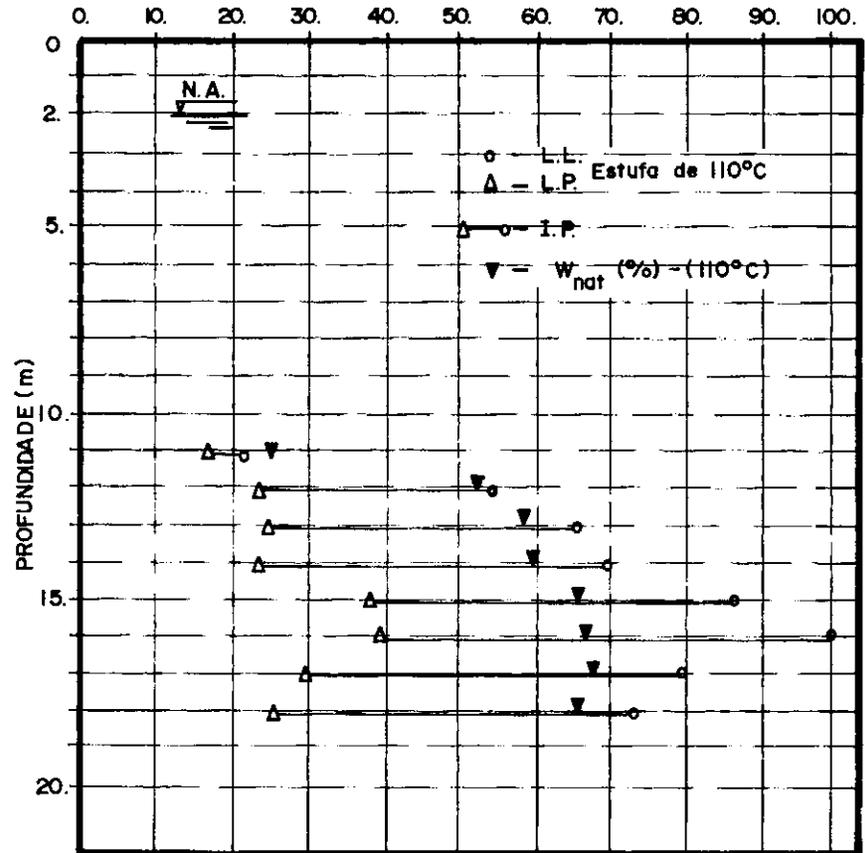


FIG.I-7 GRANULOMETRIA (%)



COPPETEC /ET-514/75

FIG.I-8 UMIDADES (%)



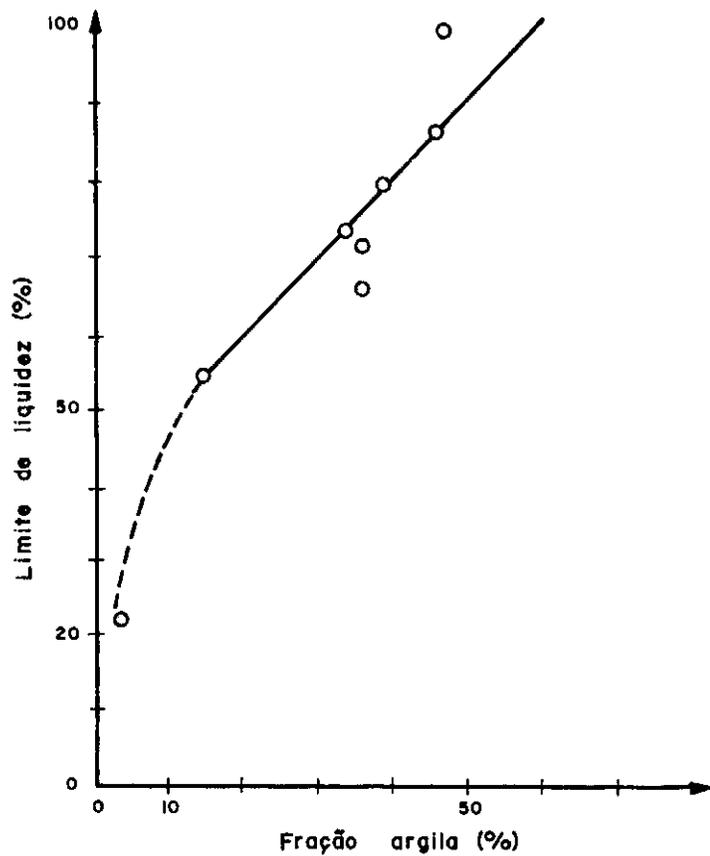


FIG. I - 9

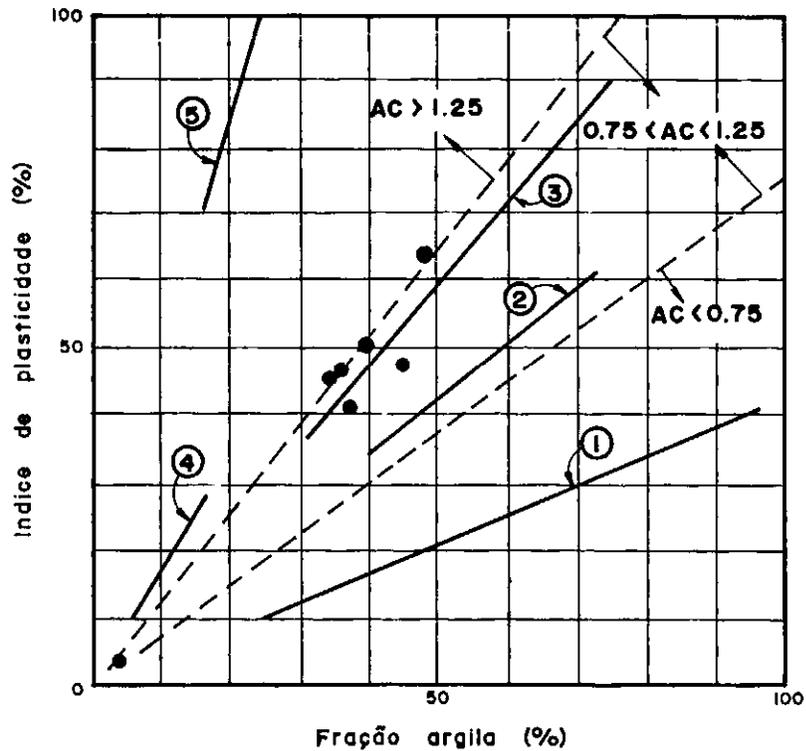


FIG. I - 10

- ① Argila azul, Boston, USA
- ② Argila variegada, S. Paulo
- ③ Argila marinha, Santos
- ④ Argila marinha, Panamá
- ⑤ Argila, México
- Argila marinha, Rua Uruguelana - RJ

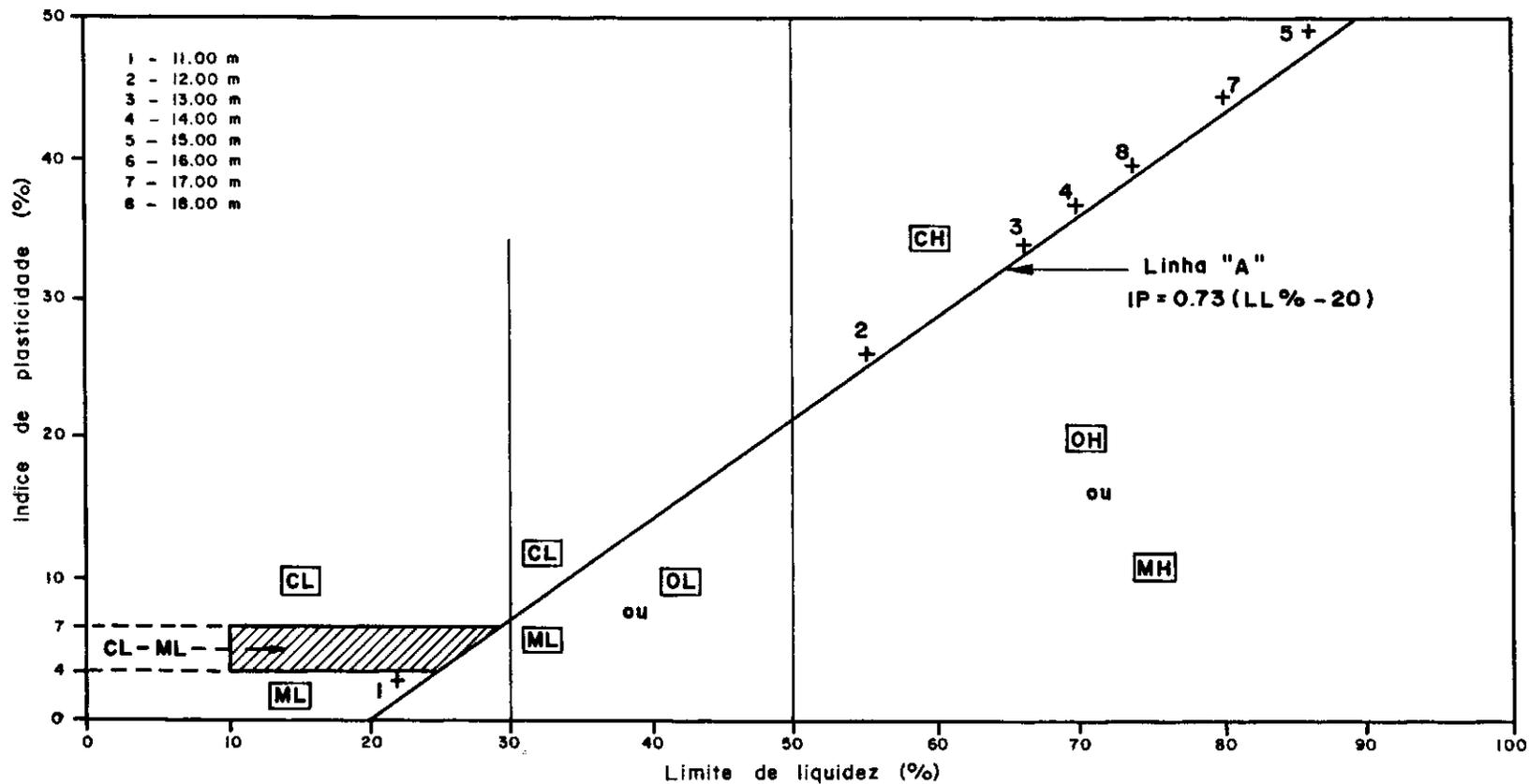


FIG. I-II GRÁFICO DE PLASTICIDADE

II - ENSAIOS DE ADENSAMENTO

II.1 - INTRODUÇÃO

O principal propósito do ensaio de Adensamento é a obtenção de dados dos solos, a serem utilizados na previsão da velocidade e quantidade de recalque das estruturas assentes sobre argilas.

As mais importantes propriedades do solo fornecidas pelo ensaio de Adensamento são:

a) O Índice de Compressão (C_c), o qual indica a compressibilidade da amostra de solo ;

b) O Coeficiente de Adensamento (c_v) o qual indica a velocidade de dissipação do excesso de pressão intersticial do solo sob um incremento de carga.

Com a finalidade de prever os recalques das estruturas no campo, um método de extrapolação dos resultados do ensaio de Adensamento para a análise dos recalques se faz necessário. O método comumente usado é conhecido como a "Teoria de Adensamento" de Terzaghi.

II.2 - PROCEDIMENTO DO ENSAIO E EQUIPAMENTO

O equipamento utilizado é de fabricação Wykeham Farrance e as prensas de adensamento são tipo Bishop com relação de carregamento 11:1 ou 10:1 calibradas através de células de carga (load cell) Kyowa. As células de adensamento em todos os ensaios realizados permitiram ensaiar amostras de 50,8mm (2") de diâmetro por 19mm de altura. As pressões aplicadas obedeceram à relação $\Delta p/p < 1$ ou $\frac{\Delta p}{p} = 1$ em estágios de 24 horas.

Cuidados adicionais foram tomados antes e durante a cravação do anel de adensamento. Antes da cravação o anel era lubrificado internamente com o intuito de minimizar o atrito lateral, convindo ressaltar porém que se o solo apresenta uma grande porcentagem de areia (nesse trabalho a 11.0m se tem 70% de areia) essa lubrificação pode anular a aderência do material dentro do anel havendo a possibilidade de soltar-se com o peso próprio. Nos ensaios realizados perdeu-se um corpo-de-prova desta maneira, e daí, mesmo sem lubrificar as paredes internas, a manipulação do conjunto anel e corpo-de-prova se fazia sempre de maneira que o solo fosse contido pela área lateral do anel.

No caso dessa argila, devido à presença de conchas e fragmentos de mariscos teve-se grande cuidado na escolha dos corpos-de-prova a serem ensaiados, uma vez que os resultados podem ser influenciados pela presença de inclusões de compressibilidade menor que a do solo no interior de amostras de pequenas dimensões.

Amorin⁽⁸⁾ também enfrentou semelhantes dificuldades na escolha de uma amostra representativa para a realização de ensaios de Adensamento com a argila orgânica de Recife.

Para uma melhor caracterização das curvas índice de vazios $\times \log p$ da argila e ainda para facilitar a determinação da pressão de pré-adensamento iniciou-se uma série de vários ensaios com pequenas pressões e obedecendo a relação de $\Delta p/p < 1$ ($\frac{\Delta p}{p} = 0.48$ a 0.67 a partir do 3º carregamento).

A adição de água na célula de adensamento obedeceu a vários critérios:

a) Inundação antes do início propriamente dito do ensaio visando a determinação de possível expansão da amostra acusada por um extensômetro devidamente acoplado ao topo da célula.

b) Inundação após 15 minutos de ensaio evitando erros nas leituras iniciais das deformações.

c) Inundação quando a pressão devido ao carregamento atingir $p \approx 1.0 \text{ kg/cm}^2$ ou ainda nas vizinhanças da pressão de pré-adensamento. Nesse caso deve ser adicionada água suficiente para manter a pedra porosa inferior saturada e na parte superior da célula usa-se algodão encharcado para evitar ressecamento da amostra.

Nos dois últimos itens, o peso equivalente ao volume de água a ser adicionado na célula é calculado antes do ensaio. A adição de água durante o ensaio acarreta um desnivelamen-

to do braço de alavanca que é corrigido pelo deslocamento dos pesos acoplados ao braço, cuja posição final foi anteriormente avaliada.

II.3 - RESULTADOS

II.3-1 - INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DO SHELBY

Com a finalidade de estudar a influência do diâmetro do amostrador, realizaram-se ensaios em amostras de 50,8 mm (2") de diâmetro por 19 mm de altura obtidas de tubos Shelbies com diâmetro igual a 3" (furo S-1) e com diâmetro de 4" (furo S-2).

A Figura II-1 apresenta as curvas índice de vazios e x $\log p$ na profundidade de 11.0m. As curvas obtidas dessas amostras, tanto do furo S-1 como do S-2 não definiram a reta de compressão virgem devido à presença de areia em grande quantidade (70%).

A amostra obtida do Shelby de 4" de diâmetro apresentou um maior índice de vazios inicial do que a do de 3". Isto pode ser explicado devido à amostragem e/ou à posição da amostra dentro do Shelby, uma vez que na inundação aos 15 min. de ensaio de Adensamento, não se registraram expansão do material.

Lambe e Whitman⁽⁹⁾ apresentam resultados de ensaios de Adensamento realizados por Robert (1964) em várias areias; a curva de adensamento da areia com grãos de quartzo entre 0.15 a

0.048mm é tipicamente semelhante às apresentadas na Figura II-1.

A Figura II-2 mostra as curvas índice de vazios $x \log p$ para amostras de 3" e 4" de diâmetro extraídas à profundidade de 13m. Em ambos os casos, as relações de incrementos de carga foram idênticas ($\Delta p/p < 1$), os corpos-de-prova tinham as mesmas dimensões e foram obtidos do topo do Shelby e a inundação (além de obedecer ao mesmo critério) não provocou expansão. Pode-se dizer então que a diferença existente entre as duas curvas é justificada pela amostragem, ou seja, quanto menor o diâmetro do Shelby maior a possibilidade de amolgamento de amostras de laboratório com mesmo diâmetro.

Geralmente a qualidade da amostra é melhor quando se realiza amostragem por bloco e decresce à medida que se vai diminuindo o grau de refinamento dos métodos usados: pistão fixo, tubo Shelby de grande diâmetro, tubo Shelby de pequeno diâmetro (Ladd⁽¹⁰⁾).

A Figura II-3 apresenta semelhantes resultados diferindo apenas na profundidade que é 15.0m. Nota-se que tanto na Figura II-2 como na Figura II-3 ficou bem caracterizada a influência do diâmetro da amostragem.

Na Figura II-4 não se nota uma diferença marcante entre os resultados dos ensaios das amostras do furo S-1 e S-2 a 16.0m, talvez porque a amostra do furo S-1 tenha sido de excepcional qualidade.

II.3-2 - UTILIZAÇÃO DE $\Delta p/p < 1$

Bjerrum⁽¹¹⁾ ao estudar as argilas marinhas da Noruega verificou que o uso dessa relação de incrementos de carga $\Delta p/p < 1$ favorecia uma melhor definição do ponto de raio mínimo na curva índice de vazios $\times \log p$. Este fato foi constatado para a argila mole de Recife por Amorin⁽⁸⁾.

Na Figura II-2 e II-3 para amostras de Shelby de 4" de diâmetro pode-se observar como está bem caracterizada a região de máxima curvatura facilitando a determinação da pressão de pré-adensamento pelo processo de Casagrande.

Perloff⁽¹²⁾ lembra que o uso de pequenos incrementos de pressões são aconselháveis para a determinação da pressão de pré-adensamento mas cria dificuldades para estabelecer o tempo, no qual o adensamento primário é essencialmente completado e o secundário é iniciado, pois nas curvas de índice de vazios contra o logaritmo do tempo não fica bem definido o ponto correspondente a "100% de adensamento".

II.3-3 - COEFICIENTE DE ADENSAMENTO

A determinação do coeficiente de adensamento (c_v) pela Teoria de Adensamento de Terzaghi obtido através dos ensaios em laboratório nos permite obter previsões de recalque ao longo do tempo.

As Figuras II-5 e II-6 apresentam as curvas de variação da altura da amostra com o tempo para as profundidades de 13.0 e 15.0 metros. Tanto na Figura II-5 como na II-6 para pequenas pressões, isto é, 0,095 e 0,185 Kg/cm² não fica bem definido o ponto correspondente a 100% de adensamento, o que dificulta a determinação do $c_v = f(t_{50})$.

As Figuras II-7 e II-8 mostram os resultados dos coeficientes de adensamento (c_v) pelo método do log t e \sqrt{t} obtidos em amostras de profundidades de 13.0 e 15.0m respectivamente. Para pressões com valores superiores a 0.5Kg/cm² os resultados dos dois métodos tendem a se aproximarem enquanto que para pressões menores eles apresentam um certo desvio. Entre pressões de 0,5 e 5 Kg/cm² todos os valores de c_v , calculados pelos dois métodos, se situam entre 0,4 e $1,8 \times 10^{-4}$ cm²/seg.

II.3-4 - PERMEABILIDADE

A permeabilidade da argila foi calculada pela expressão:

$$k = \frac{C_v a_v \gamma_w}{1 + e_0} \quad (II-1)$$

onde:

C_v = coeficiente de adensamento

a_v = coeficiente de compressibilidade $\frac{1}{Kg/cm^2}$

γ_w = peso específico da água /cm³

e_0 = índice de vazios inicial de cada estágio de carregamento

Nas Figuras II-9 e II-10 estão plotados os valores da permeabilidade $\times \log p$ para as profundidades de 13.0 e 15.0m. Tal qual o C_v , os valores da permeabilidade (k) não apresentaram um critério de variação para pequenas pressões mas para $p > 0.68 \text{ Kg/cm}^2$ variam de 0,25 a $2,9 \times 10^{-8} \text{ cm/seg}$.

A Figura II-11 mostra a variação da permeabilidade com o índice de vazios, em amostras de 13.0 e 15.0m de profundidade. Nota-se a tendência da permeabilidade diminuir com o índice de vazios.

II.3-5 - DETERMINAÇÃO DE C_c , C_s , p_p e C'_c

C_c = índice de compressão

C_s = índice de expansão

p_p = pressão de pré-adensamento

C'_c = índice de compressão corrigido

A Figura II-12 mostra a determinação da pressão de pré-adensamento pelo processo de Casagrande à profundidade de 15.0m. Apresenta a correção da reta virgem segundo Schmertmann (1955) e uma tabela com os valores de C_c , C_s , p_p e C'_c com a profundidade.

Terzaghi e Peck⁽¹³⁾ correlacionam o índice de compressão com o limite de liquidez para argilas normalmente adensadas através de:

$$C_c = 0.009 (L.L\% - 10) \quad (II-2)$$

Na argila de Santos, Mello⁽²⁾ obteve a seguinte expressão para o C_c :

$$C_c = 0.010 (LL\% - 6) \quad (II-3)$$

Ortigão⁽⁷⁾, analisando os resultados dos ensaios de adensamento para uma argila da Baixada Fluminense, obteve:

$$C_c = 0.013 (LL\% - 18) \quad (II-4)$$

Dada a pequena quantidade de ensaios, não foi possível obter-se uma correlação das do tipo acima mencionadas, no entanto os valores "medidos" de C_c são apresentados na tabela a seguir. Os valores obtidos pelas equações (II-2), (II-3) e (II-4) foram calculados em função dos limites de liquidez para a argila em estudo.

Dos resultados da tabela a seguir (II-1), podemos dizer que para o caso da argila mole da Rua Uruguaiana, eles se aproximaram mais dos obtidos pela equação (II-4), no entanto, dos quatro resultados comparados, três acarretaram valores superiores aos de Ortigão⁽⁷⁾.

PROFUNDIDADE (m)	LL (%)	C_c				p_p (Kg/cm ²)	p'_o (Kg/cm ²)
		medido Uruguaiana	(II-2) T.Peck	(II-3) Santos	(II-4) B.Flum.		
13.0	66	0.72	0.50	0.60	0.62	1.72	1.15
15.0	87	1.15	0.69	0.81	0.89	2,40	1.27
16.0	100	0.95	0.81	0.94	1.07	2.30	1.33
17.0	80	1.00	0.63	0.74	0.81	2.20	1.39

TABELA II-1

p_p = pressão de pré-adensamento

p'_o = pressão efetiva vertical do terreno

A Tabela da Figura II-12 mostra que os C'_c , obtidos pela correção de Schmertmann (1955), superam os C_c num intervalo de 11,7 a 18,9%.

Conforme Ladd⁽¹⁴⁾, a correção de Schmertmann aumenta os valores obtidos de C_c em torno de $15 \pm 5\%$ quando se trata de amostras de argilas moles de boa qualidade, do ponto de vista da amostragem.

Segundo Perloff⁽¹²⁾, além da magnitude da pressão vertical "in loco" há outros fatores que podem influenciar uma argila normalmente adensada a apresentar uma pressão de pré-adensamento aparente "maior" do que a atual pressão vertical existente. Tais fatores contribuem para aumentar a resistência ao movimento relativo das partículas. Como exemplo podemos citar que, se a mudança do fluido dos poros provocar um aumento das forças eletroquímicas entre as partículas, também se observará um acréscimo da pressão de pré-adensamento. Essas variações na composição do fluido dos poros "in loco" pode ser provocado por intemperismo ou lixiviação.

Uma outra maneira de ocorrer esta pressão de "quase pré-adensamento" é por cimentação dos contatos entre as partículas devido principalmente à precipitação de materiais cimentantes do fluxo de água subterrânea.

Contudo, diz ainda Perloff⁽¹²⁾, a razão mais comum de se entender o porquê dessa pressão de quase pré-adensamen-

to ser superior à pressão atuante para solos normalmente adensados é a gradual redução do índice de vazios acompanhada por um acrêscimo das forças de atração interpartículas que ocorre para pressões efetivas constantes e por longos períodos de tempo sendo mais conhecido por "Adensamento Secundário".

Os resultados obtidos em vários solos mostram que a relação entre $p'_{qp}/p'_o \approx 1.45$ (Figura II-13) e para a argila da Rua Uruguaiana se obteve:

Nº	PROF. (m)	p'_{qp} (Kg/cm ²)	p'_o (Kg/cm ²)	$p'_{qp} - p'_o$	p'_{qp}/p'_o	I.P. %
1	13.0	1.72	1.15	0.57	1.49	41.0
2	15.0	2.40	1.27	1.13	1.89	48.5
3	16.0	2.30	1.33	0.97	1.72	60.0
4	17.0	2.20	1.39	0.81	1.58	50.0

TABELA II-2

Os valores de p'_{qp}/p'_o se afastam muito da média obtida por Leonards (Ref. citada por (12)) em vários solos.

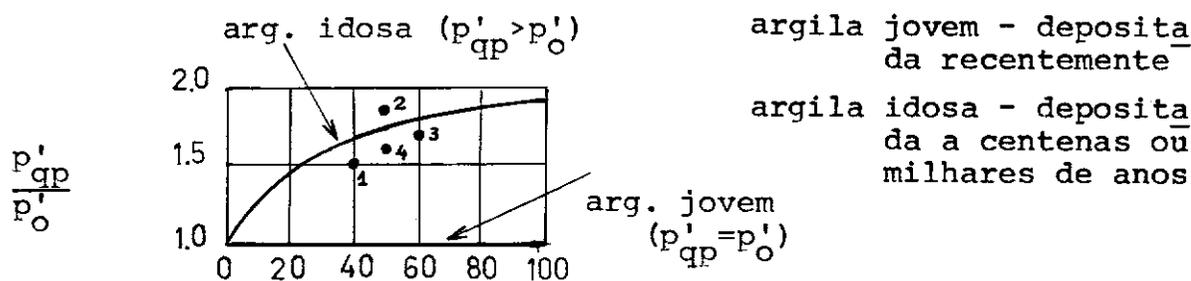
Conforme Bjerrum⁽¹⁵⁾, todas as argilas apresentam um efeito de quase pré-adensamento, cuja magnitude depende da história geológica e da plasticidade da argila. Um pré-adensamento resultante do adensamento secundário é caracterizado pelo fato que o valor atingido por p'_{qp} aumenta proporcionalmente a p'_o .

Num depósito homogêneo a razão p'_{qp}/p'_o é consequentemente constante com a profundidade e o valor desta razão pode ser usado para descrever esse efeito.

A relação p'_{qp}/p'_o de um depósito de argila para um mesmo tempo, pode aumentar com a porcentagem de adensamento secundário exibido sob uma determinada pressão efetiva atuante. Devido ao adensamento secundário aumentar com a plasticidade da argila, a relação p'_{qp}/p'_o aumentará com o índice de plasticidade.

A Figura II-13 que apresenta o resultado da análise realizada por Leonards (Referência citada por (12)) indica certamente o que ele trabalhou com argilas homogêneas, ao passo que os pontos 1, 2, 3 e 4 que representam a argila mole da Rua Uruguiana se afastam da reta traçada.

Existe uma concordância com Bjerrum⁽¹⁵⁾ ao dizer que a relação p'_{qp}/p'_o cresce com o aumento da plasticidade e justamente nos pontos 2 e 3 (Figura II-13) correspondentes a 15.0 e 16.0m onde temos maiores índices de plasticidade (Ver Tabela II-2) é que esta relação atinge valores mais elevados, sendo comprovado também na Figura abaixo (Bjerrum⁽¹⁵⁾).



AMOSTRA Nº 1 - S-1 (+)
 AMOSTRA Nº 1 - S-2 (o) > 11.00 m

$\Delta p/p < 1$

$(e_o)_{(+)} = 0.813$

$(e_o)_{(o)} = 0.83$

S-1 ÚLTIMA AMOSTRA - Inundação aos 15 min.

S-2 1ª AMOSTRA - Inundação antes do ensaio

p (kg/cm²)

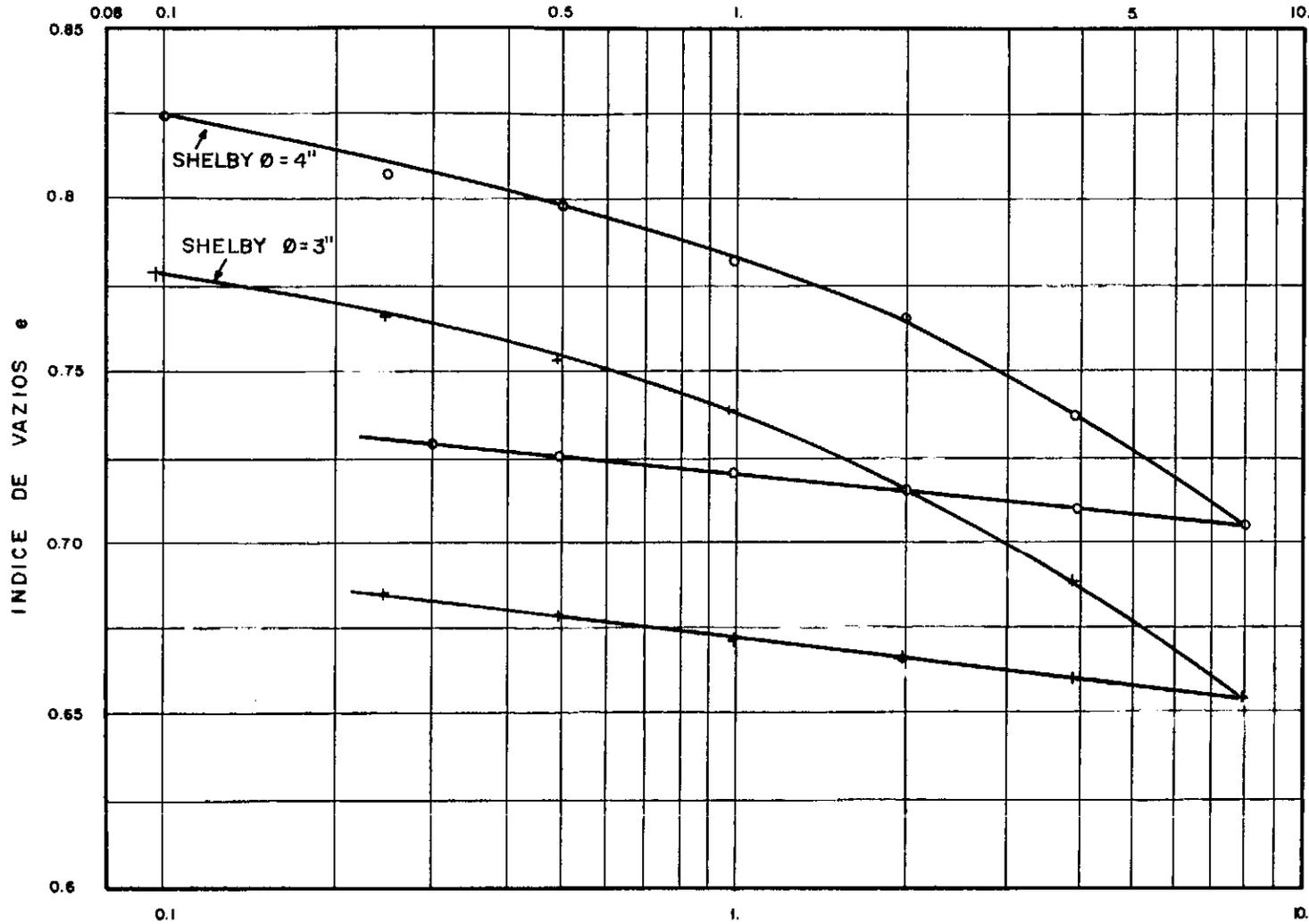


FIG. II-1 CURVA e x log p

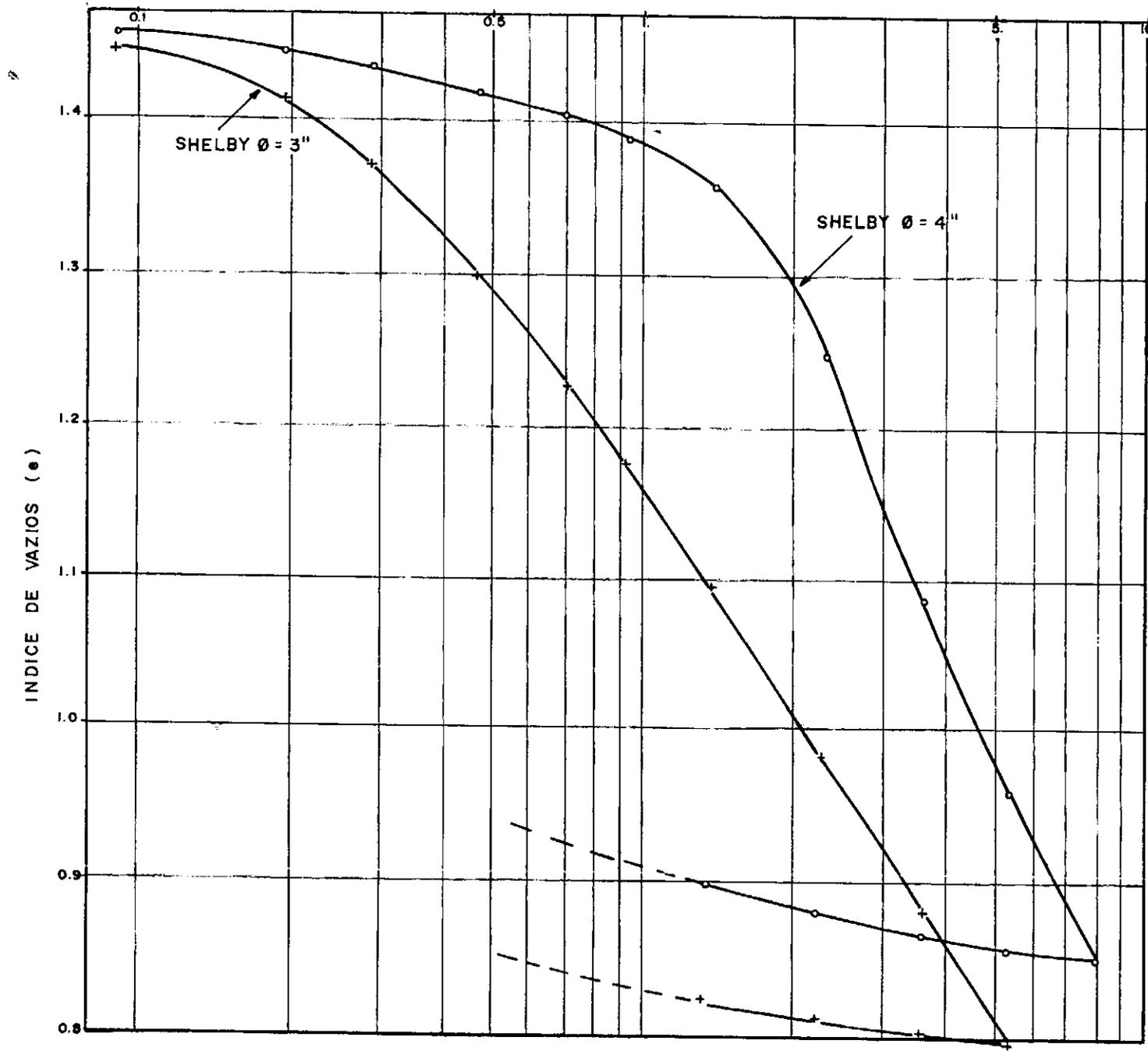


FIG. II - 2 - CURVA $e \times \log p$

AMOSTRA Nº 2 - S-1 (+)
 AMOSTRA Nº 3 - S-2 (o) > 13.00 m
 $\Delta p/p < 1$
 S-1 > AMOSTRAS - Inundação
 S-2 > quando $p \leq 1.0$ kg/cm²
 $(e_0) = 1.506$ $(e_0) = 1.497$
 (+) (o)

AMOSTRA Nº 4 - S-1 (+) > 15.00m $\Delta p/p < 1$
 AMOSTRA Nº 5 S-2 (o)

S-1 > 1ª AMOSTRAS - Inundação na $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
 S-2 >
 $e_{0(o)} = 1.853$
 $e_{0(+)} = 2.038$

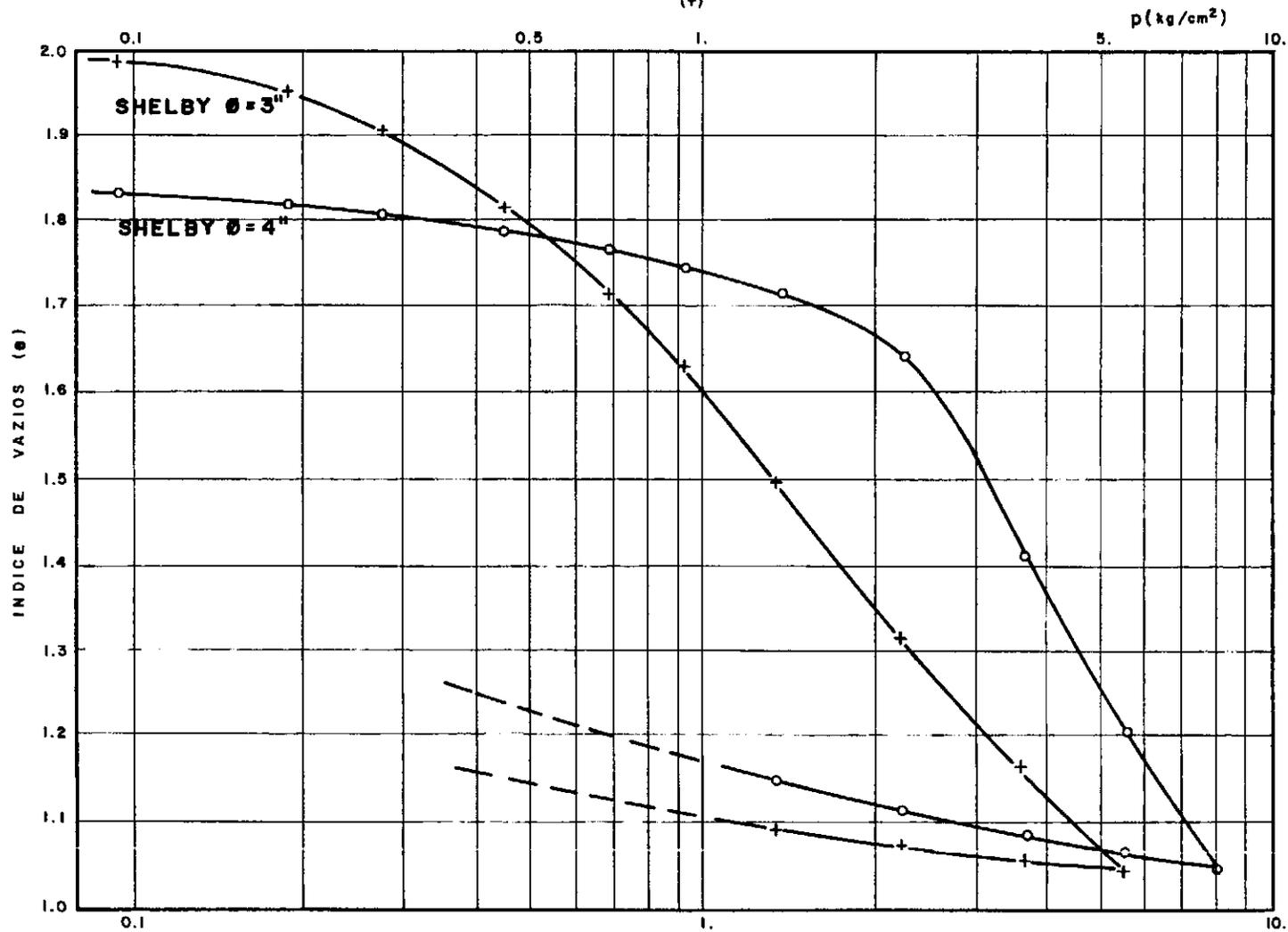


FIG. II - 3 CURVA e x $\log p$

AMOSTRA Nº 5 - S-1 (+)
 AMOSTRA Nº 6 - S-2 (o) } 16.00 m $\Delta p/p = 1$

$e_0 = 1.85$
 (p)
 $e_0 = 1.69$
 (o)

S-1 ULTIMA AMOSTRA - Inundação aos 15 min
 S-2 1ª AMOSTRA - Inundação antes do ensaio

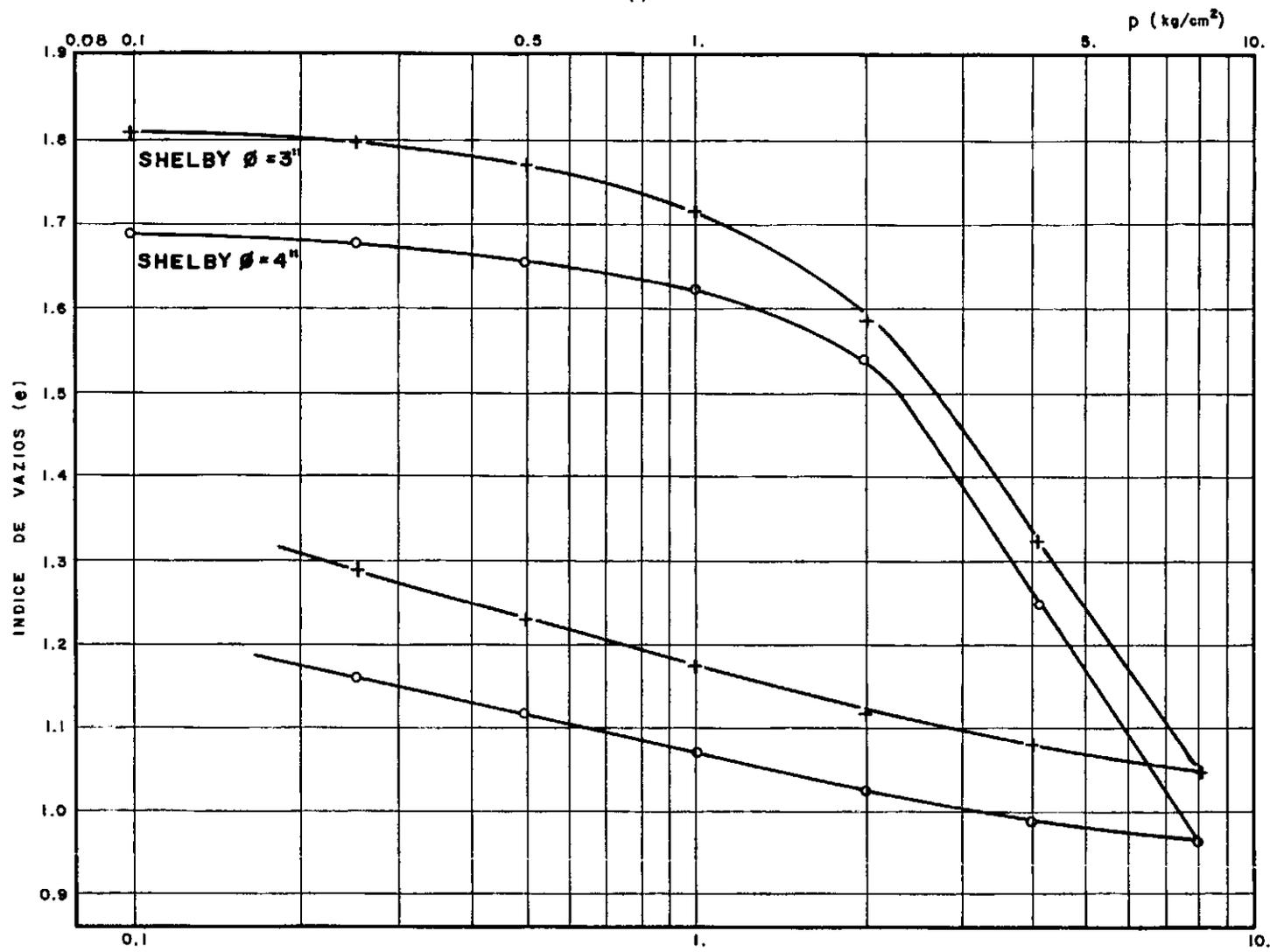


FIG. II - 4 CURVA $e \times \log p$

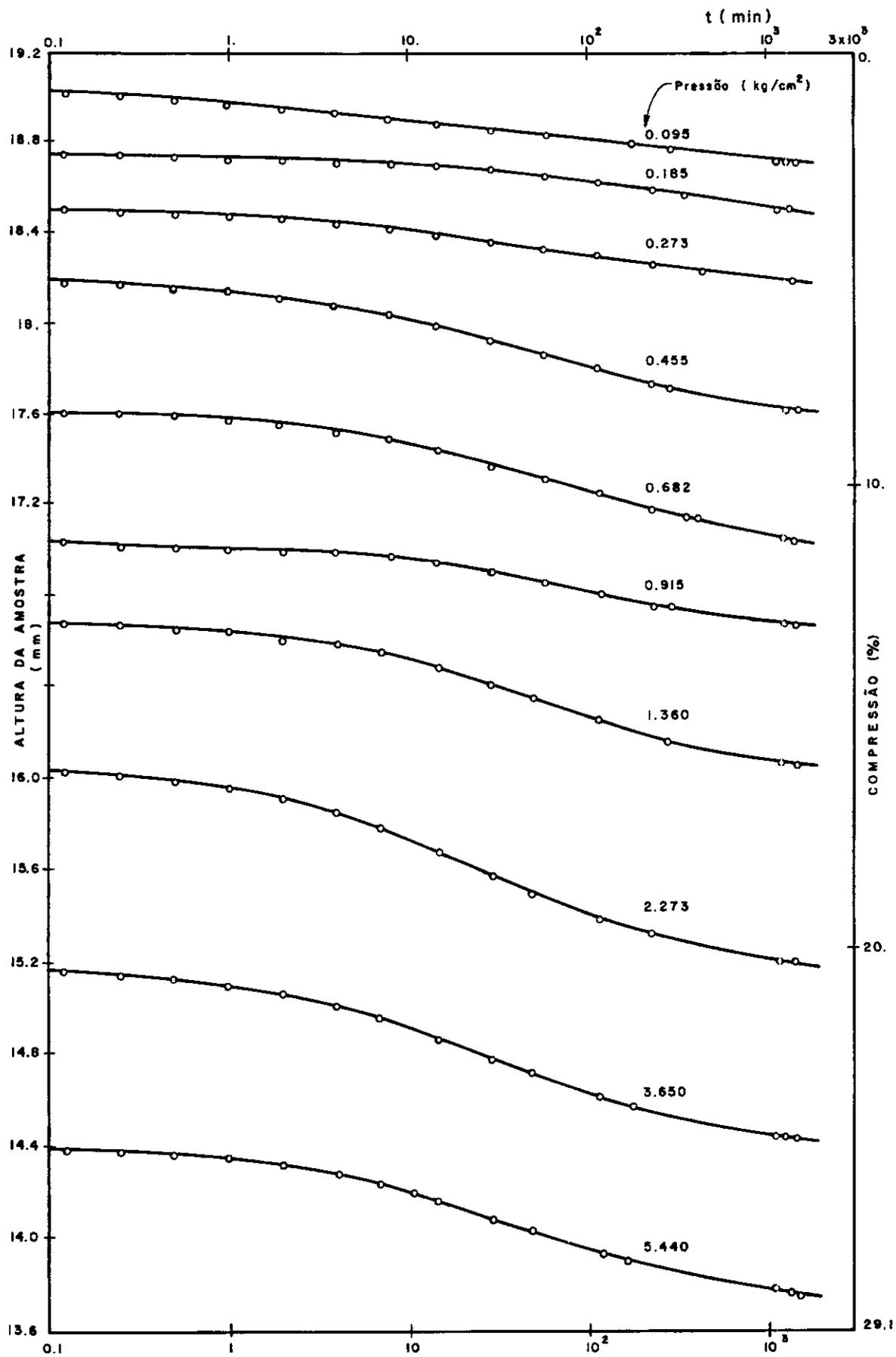


FIG. II - 5 VARIACÃO DA ALTURA COM O TEMPO
AMOSTRA Nº 2 S-1 13.00 m $\Delta p/p < 1$

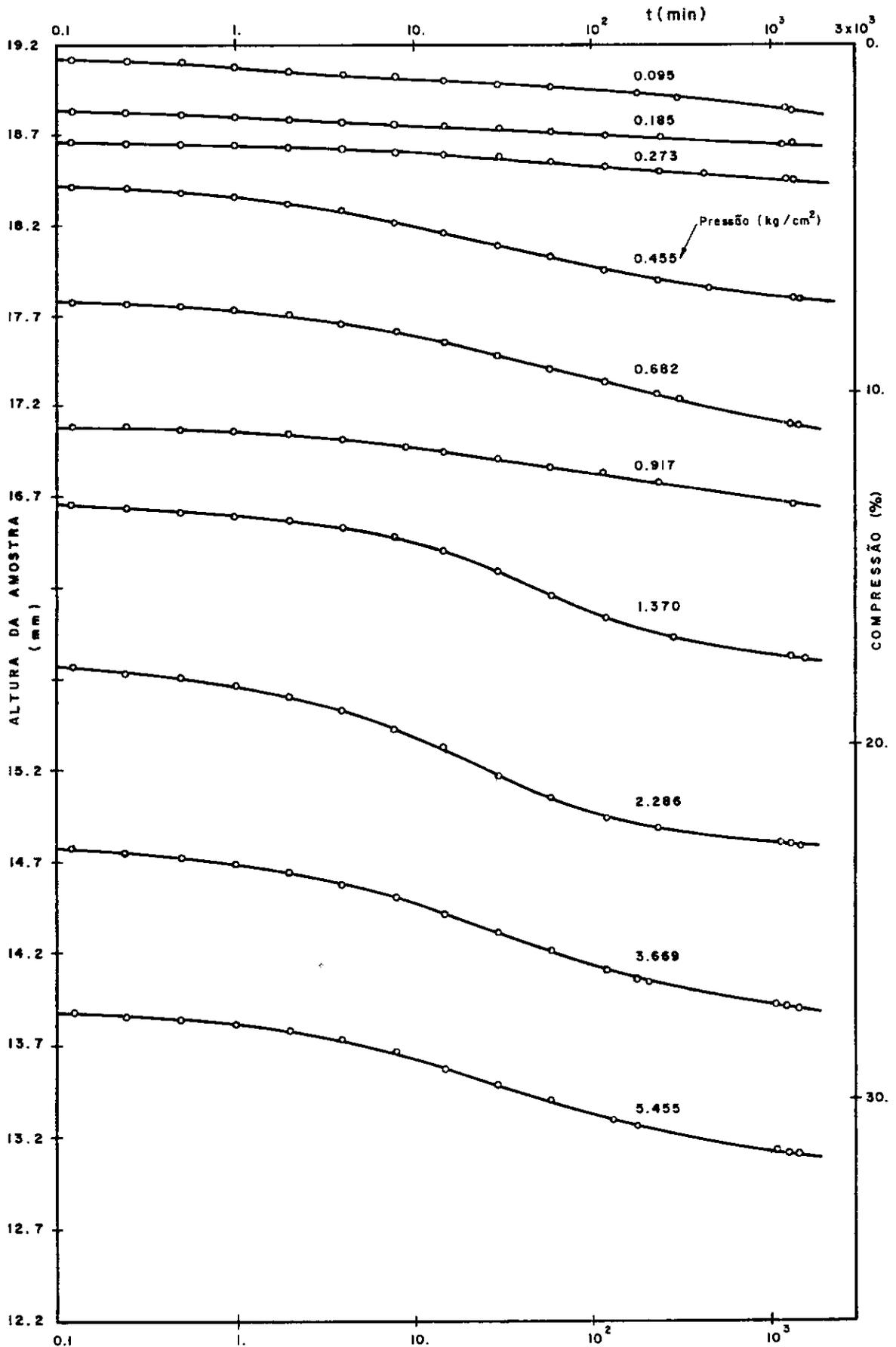


FIG. II - 6 VARIACÃO DA ALTURA COM O TEMPO
 AMOSTRA Nº 4 S - I 15.00m $\Delta p/p < 1$

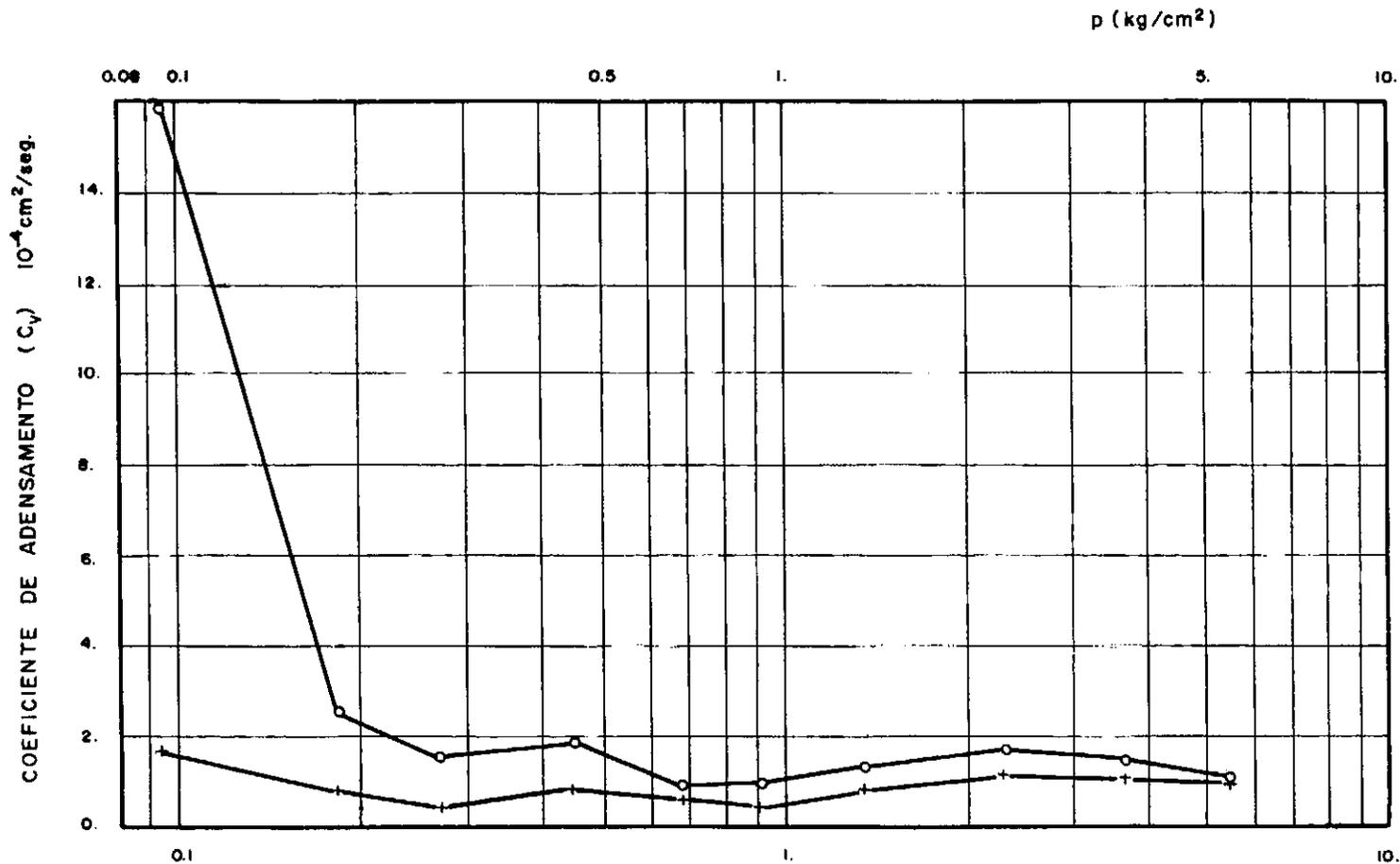


FIG. II-7 AMOSTRA Nº 2 S-1 13.00 m $\Delta p/p < 1 \begin{cases} + \log t \\ 0 \sqrt{t} \end{cases}$

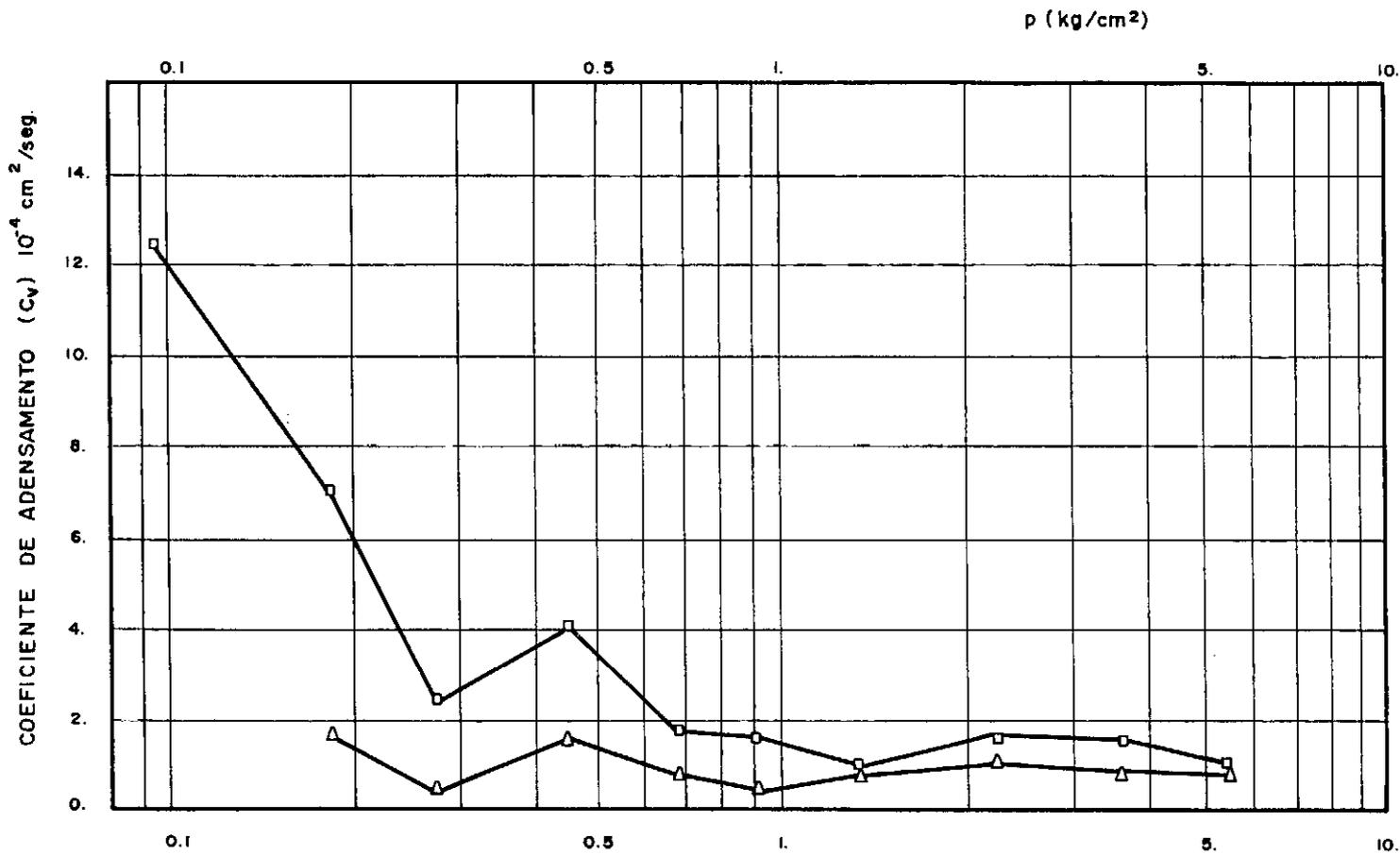


FIG. II-8 AMOSTRA Nº 4 S-1 15.00 m $\Delta p/p < 1$ $\left\{ \begin{array}{l} \Delta - \log t \\ \square - \sqrt{t} \end{array} \right.$

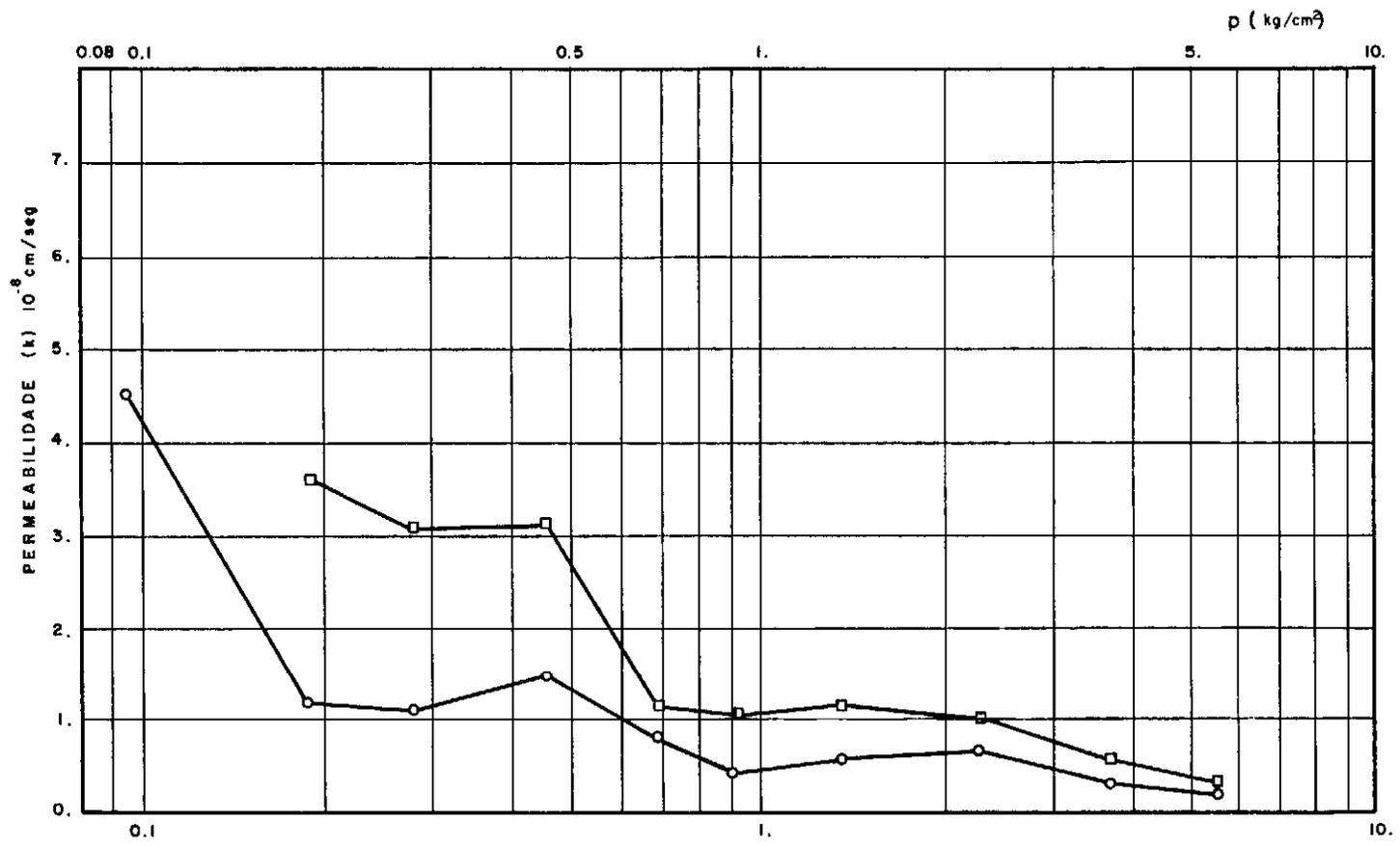


FIG. II - 9 AMOSTRA Nº 2 $s = 1 - 13,00$ m $\left\{ \begin{array}{l} \circ - \log t \\ \square - \sqrt{t} \end{array} \right.$

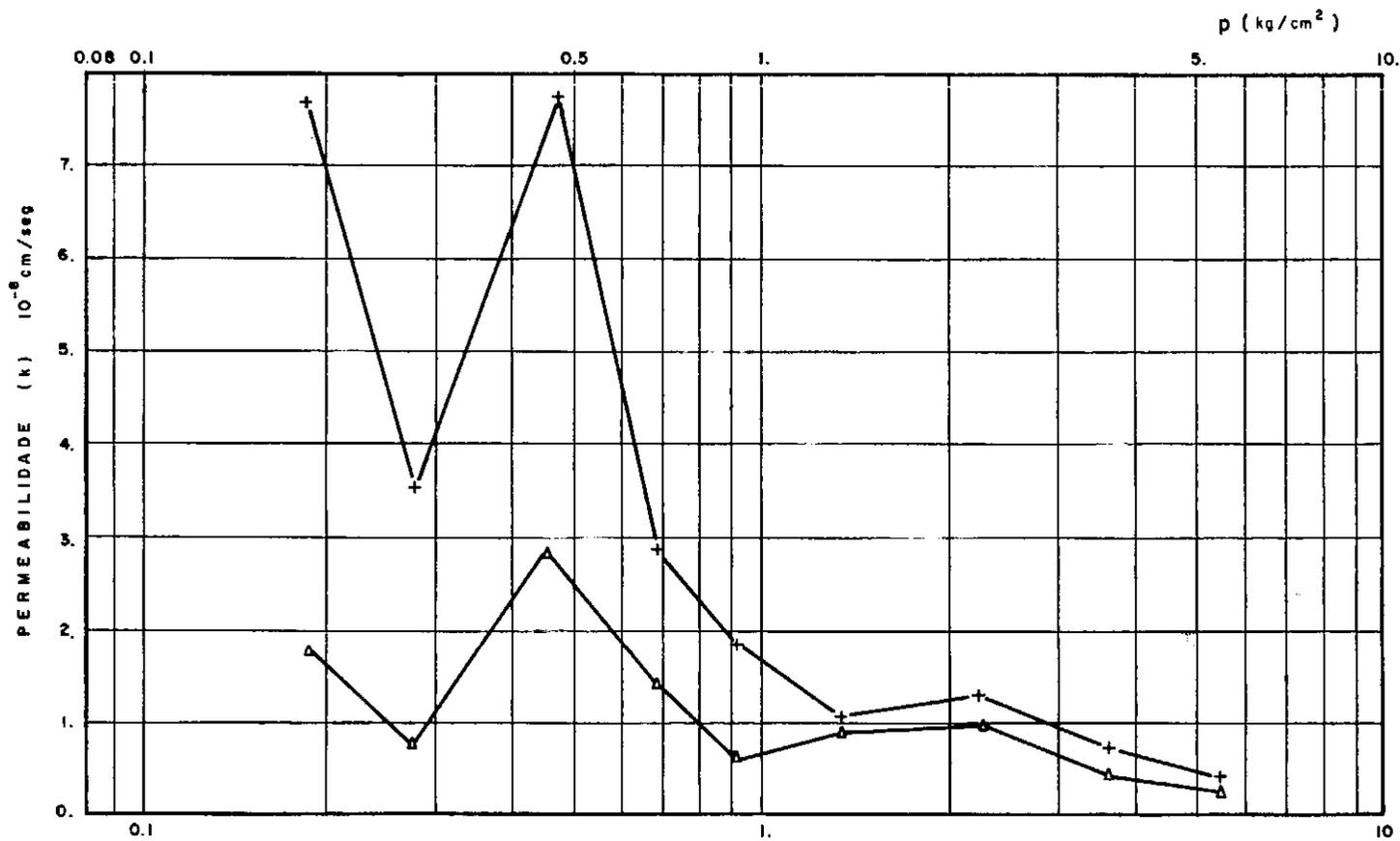


FIG. II - 10 AMOSTRA Nº 4 S - 1 15.00m $\left\{ \begin{array}{l} \Delta \log t \\ + \sqrt{t} \end{array} \right.$

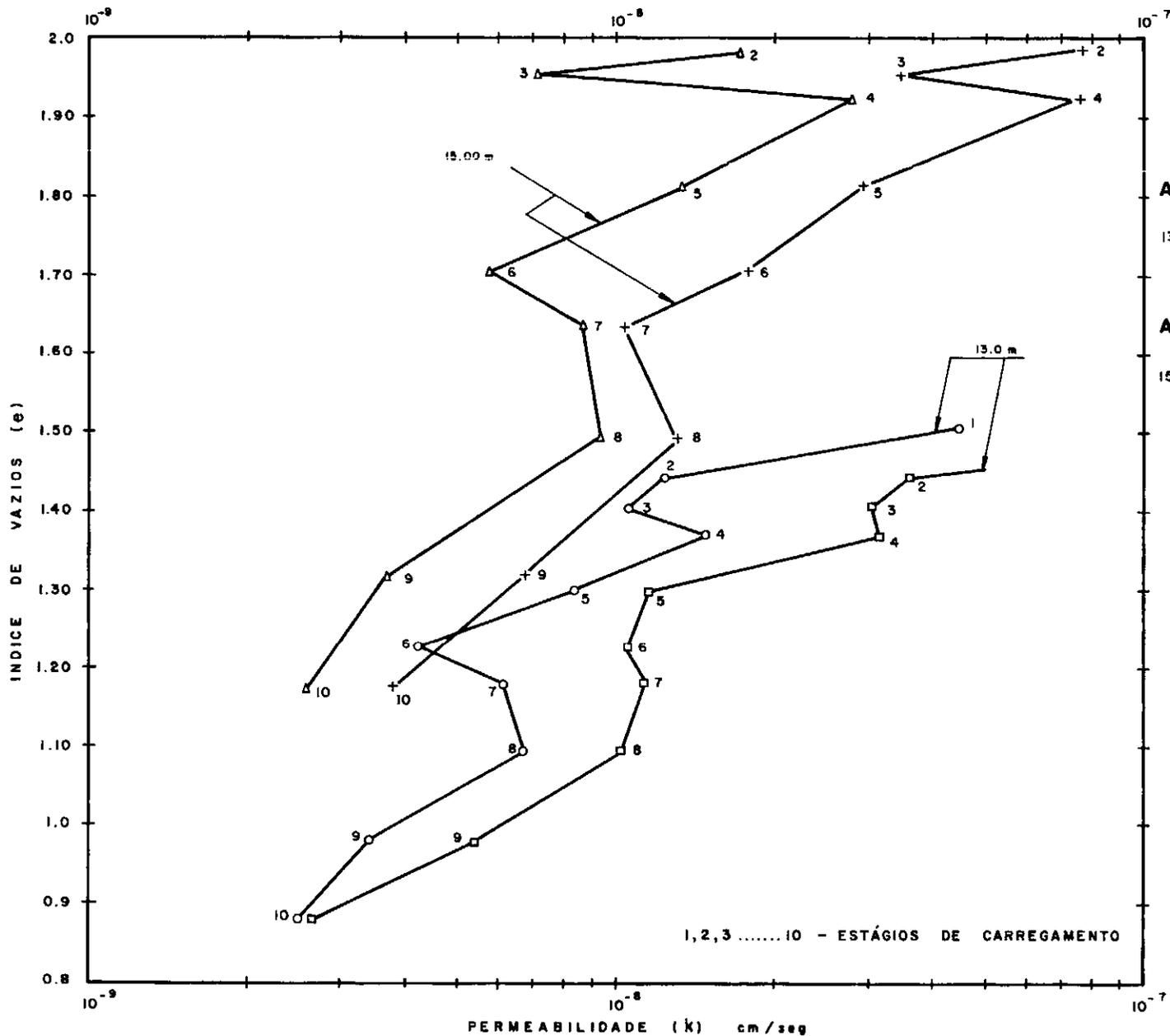


FIG. II - 11

AMOSTRA Nº 2 S-1

13.00 m { \circ - log t
 \square - \sqrt{t}

AMOSTRA Nº 4 S-1

15.00 m { Δ - log t
 $+$ - \sqrt{t}

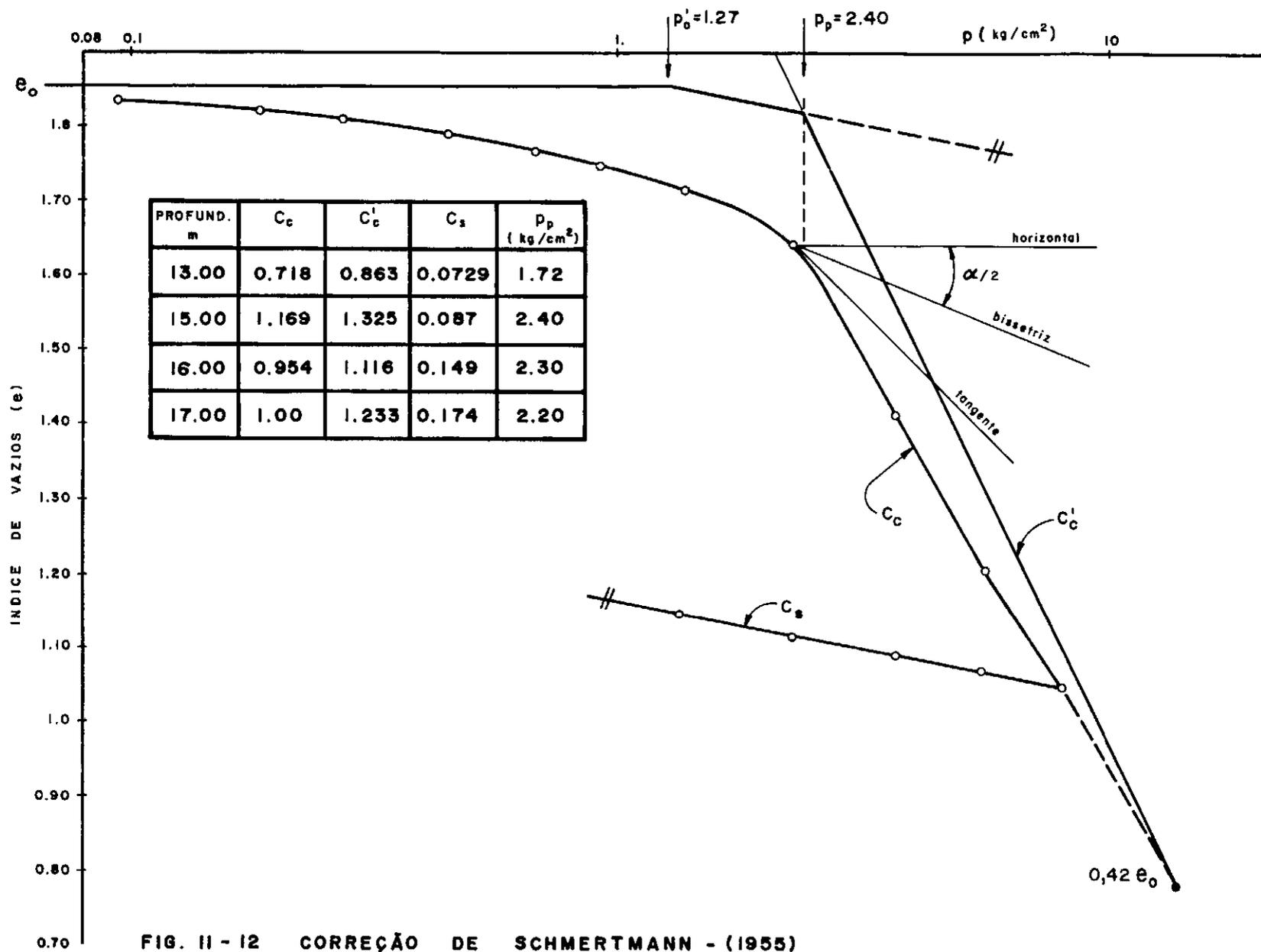
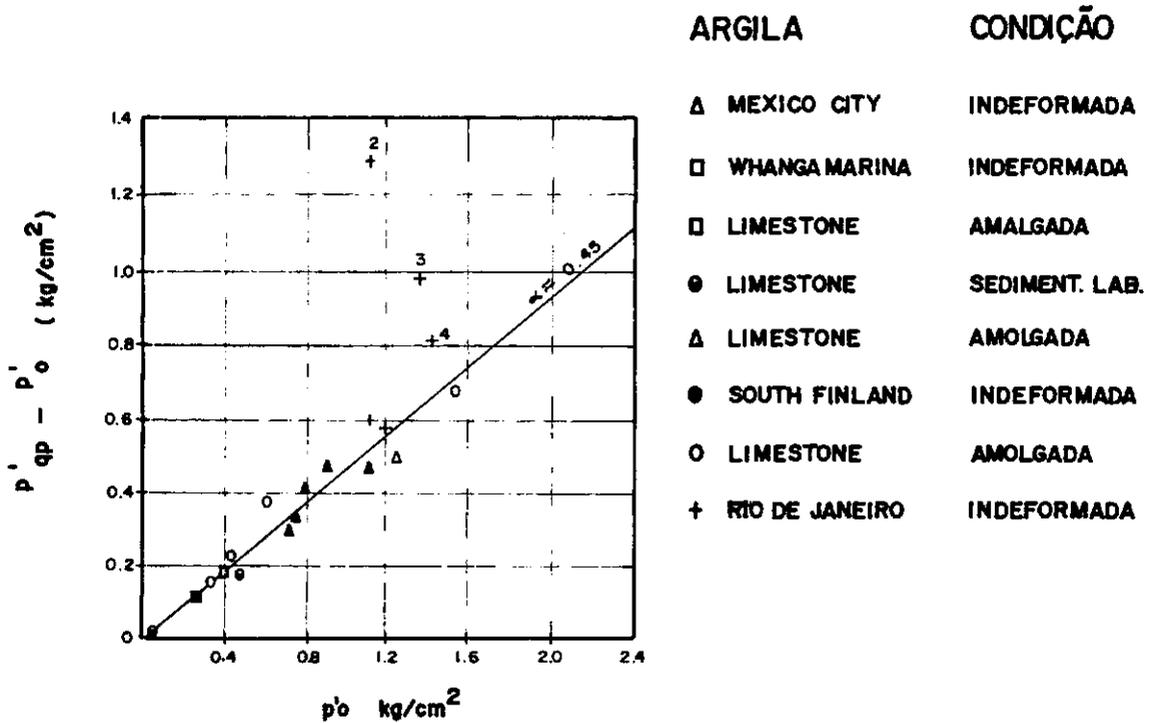


FIG. II - 12 CORREÇÃO DE SCHMERTMANN - (1955)
 AMOSTRA N° 5 - S - 2 15.00 m $\Delta p/p < 1$



p'_{qp} = PRESSÃO DE QUASE PRÉ-ADENSAMENTO

p'_0 = PRESSÃO EFETIVA VERTICAL

FIG. II- 13 Efeito da pressão de adensamento ou quase pré-adensamento para argilas normalmente adensadas.

COPPETEC/ET-514/75

(Leonards e Altschaeffl - 1964)

III - ENSAIOS TRIAXIAIS

III.1 - INTRODUÇÃO

Este trabalho considera a determinação da resistência não-drenada S_u , de amostras indeformadas de argilas saturadas sob dois tipos de ensaios correntes de laboratório:

a) um no qual o solo não é adensado antes do ensaio, mas cisalhado na umidade ($w\%$) apresentada, ou seja, não-adensado-não drenado (UU).

b) e outro, no qual a amostra de solo é previamente adensada isotropicamente (ensaio CI \bar{U}). Se a pressão neutra desenvolvida durante o cisalhamento for medida, teremos então o CI \bar{U} .

Nos problemas de engenharia em que se lida com o aumento de pressões totais em solo saturado, em velocidade rápida em comparação com o coeficiente de adensamento do material (fundações e aterros sobre argilas saturadas), a condição crítica de estabilidade ocorre ao final da construção ou pouco depois dele. Para análise do fator de segurança em situações como esta requer-se o conhecimento da resistência do solo, na umidade em que se encontra "in-situ". O ensaio de compressão triaxial rápido, em que não se permite a drenagem, antes ou durante o processo do cisalhamento (ensaio UU), fornece o valor da resistência (S_u) a se considerar na análise referida, efetuada em termos de tensões totais.

Para obter a resistência não-drenada de um "elemento" de argila saturada, o engenheiro pode realizar um ensaio no laboratório em uma amostra tendo a mesma umidade (w%) e, portanto o mesmo sistema de pressões efetivas que existe no elemento do campo.

A experiência tem mostrado que tanto a umidade quanto as pressões efetivas do elemento de campo não podem ser duplicadas simultaneamente em uma amostra de laboratório (Ladd e Lambe⁽¹⁶⁾).

III.2 - ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO-ADENSADOS NÃO-DRENADOS (UU)

Esse ensaio consiste em cisalhar a amostra em laboratório, mantendo tanto quanto possível a umidade (w%) próxima à do campo. A resistência ao cisalhamento não-drenada, S_u , obtida através do ensaio triaxial UU é dada por:

$$S_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}}{2} \quad (\text{III-1})$$

onde:

σ_1 = tensão principal maior, vertical

σ_3 = tensão principal menor, horizontal

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ = máxima diferença entre as tensões principais

Os corpos-de-prova ensaiados tinham 2" de diâmetro por 4" de altura, aproximadamente, observando a relação de $h \geq 2\phi$ com o intuito de diminuir a influência do atrito existente entre as placas e o corpo-de-prova (Bishop e Henkel⁽¹⁷⁾).

Tomava-se muito cuidado na extração da amostra do amostrador e na moldagem do corpo-de-prova devido à presença de conchas e fragmentos de mariscos, que por vezes dificultava o uso do arame fino. Quando se estava nas proximidades do diâmetro especificado, necessitava-se às vezes, o uso de pequenas pinças para a retirada dessas conchas evitando assim que as mesmas furassem a membrana por ocasião da aplicação da pressão hidrostática.

Os corpos-de-prova após a moldagem, eram envolvidos por membranas de borracha que são presas por "O-rings" na placa superior de acrílico e na base, que contém uma pedra porosa de cerâmica e sobre a qual se coloca papel filtro. A finalidade deste tipo de base, a qual estava ligada a uma transdutor de pressão neutra Kyowa, é obter a saturação do corpo-de-prova antes de iniciar o cisalhamento.

Segundo Zeevaert⁽¹⁸⁾ estes solos sedimentares muito finos contendo minerais argílicos e matéria orgânica coloidal, depositados em condições marinhas, são geralmente encontrados saturados "in-situ" ou com um alto grau de saturação. Esses solos podem entretanto conter gases orgânicos dissolvidos na água dos poros mas, durante a obtenção de amostras indeformadas para serem estudadas em laboratório esses gases são liberados devido à redução

da pressão de confinamento do material; quando isso acontece, a amostra perde sua saturação.

Por outro lado, Ladd e Lambe⁽¹⁶⁾ acham suficiente a aplicação de uma pressão total na célula variando entre 1 a 3 Kg/cm^2 para a qual o parâmetro B ,

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (\text{III-2})$$

torna-se essencialmente igual a unidade, indicando a saturação do corpo-de-prova. Nos ensaios realizados, o parâmetro B realmente atingia o valor unitário mas com um tempo de resposta da ordem de 20 a 30 min.

O equipamento utilizado neste ensaio é de fabricação da Wykeham Farrance do tipo descrito por Bishop e Henkel⁽¹⁷⁾. A velocidade de deformação do corpo-de-prova foi fixada em 0.4mm/min, que corresponde a uma velocidade de deformação específica de 0,4%/min. Bishop e Henkel⁽¹⁷⁾ recomendam para esse ensaio uma velocidade da ordem de 1mm/min.

A adoção dessa velocidade de deformação nos ensaios UU, 2,5 vezes mais lenta que a recomendada, se prende à necessidade de se fazer grande número de leituras quase simultaneamente ("load-cell" para as cargas axiais, transdutor de pressões neutras e variação de volume da água da célula durante o ensaio - esta última devido ao fato de algumas amostras se revelarem parcialmente saturadas).

A variação da pressão confinante tem a finalidade de duplicar as condições de campo até 2Kg/cm^2 e acima desse valor pretende-se estudar sua influência no valor da resistência não-drenada S_u .

Após a realização do ensaio UU na amostra indeformada esvaziava-se a célula triaxial e moldava-se novamente a amostra reconstituindo a forma cilíndrica inicial com diâmetros e alturas médias, obtendo-se assim uma amostra "amolgada". Convém salientar que a membrana de borracha não era retirada da amostra durante o amolgamento, evitando-se assim perda de umidade. Esse processo foi recomendado por Mitchell⁽¹⁹⁾, usado por Amorim⁽⁸⁾ e também aplicado neste trabalho.

II.2-1 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO

As Figuras III-1 a III-5 apresentam os resultados das curvas tensão-deformação obtidas em corpos-de-prova de 2" de diâmetro e altura $h \geq 2\phi$.

As amostras mais representativas apresentaram uma deformação específica na ruptura ϵ_{rup} menor que 5%, tanto dos Shelbies de 3" como dos de 4" de diâmetro.

As Figuras III-2 e III-3 mostram os resultados dos ensaios em corpos-de-prova extraídos de Shelbies de 3" de diâmetro

a profundidades de 16.0 e 17.0m. Nota-se nesses gráficos que o tipo de ruptura, por "pico", não se verificou como o apresentado na Figura III-1 a 14.0m, sendo que a 17.0m os resultados das amostras indeformadas praticamente se confundiram com os das amolgadas.

Na Figura I-7 mostramos o resultado da análise granulométrica e é nessas profundidades que temos a maior porcentagem de argila (55%), ressaltando que essa argila se encontra em um estado de consistência de mole a muito mole. Provavelmente pode ter ocorrido uma ruptura do fundo do furo de sondagem que não foi acusada pelos sondadores durante a operação de amostragem e daí a má qualidade dessas amostras.

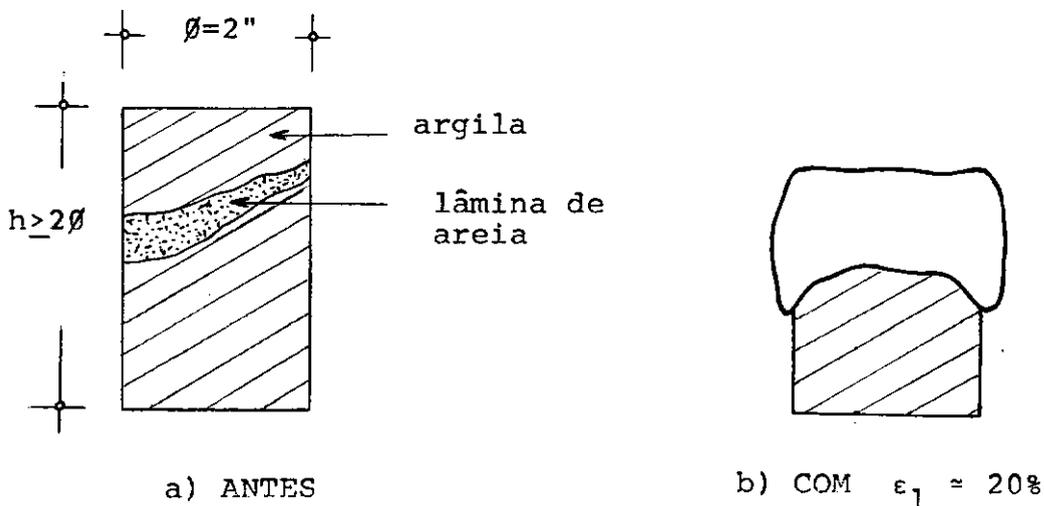
A Figura III-4 apresenta o resultado de três ensaios em corpos-de-prova obtidos de Shelby de 4" de diâmetro de 12.0m de profundidade. As pressões confinantes utilizadas de 1.0; 2.0 e 4.0 Kg/cm² praticamente não tiveram influência na tensão desvio máxima ($\sigma_{d_{max}} = 1.0\text{Kg/cm}^2$) e na deformação específica de ruptura ϵ_{rup} em torno de 3 a 4%.

Normalmente costuma-se aplicar pressões confinantes intermediárias em corpos-de-prova do topo do amostrador para compensar o amolgamento, pressões menores em corpos-de-prova localizados no meio do amostrador e por fim pressões maiores no último corpo-de-prova que sofreu mais diretamente todo o esforço necessário para a extração dos anteriores. Pois nesse caso, levando-se em conta que o ganho da resistência é muito pequeno com o acréscimo da pressão confinante e por outro lado como o ensaio não permi-

te nenhuma fase de adensamento o critério adotado para a aplicação dessas pressões foi de acordo com a extração dos corpos-de-prova do amostrador como segue:

1º corpo-de-prova	AM 2-1	$\sigma_{3\text{cel}} = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$
2º corpo-de-prova	AM 2-2	$\sigma_{3\text{cel}} = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$
3º corpo-de-prova	AM 2-3	$\sigma_{3\text{cel}} = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$

A presença de conchas, fragmentos de mariscos e até lâminas de areia e/ou bolsões prejudicou a comparação de Su para vários diâmetros da amostragem. As Figuras III-1 e III-5 mostram resultados em corpos-de-prova obtidos de Shelby's de 3" e 4" de diâmetro a 14.0m. O corpo-de-prova AM 4-1, indeformado, mostrado na Figura III-5 não apresentou uma ruptura como o AM 4-2 também indeformado e, extraído a pouco^s centímetros abaixo. Esquematicamente podemos representar o corpo-de-prova na Figura abaixo:



O que ocorreu foi um deslizamento gradativo da parte superior sem acusar uma ruptura visível por planos preferenciais mormente observado nos corpos-de-prova indeformados.

III.2-2 - VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA COM A PROFUNDIDADE

Na Figura III-6 se encontram plotados os resultados da resistência não-drenada S_u obtida através da fórmula III-1.

Segundo Leonards⁽²⁰⁾, até 1945 acreditava-se que muitos depósitos de argila normalmente adensados tinham a resistência ao cisalhamento não-drenada constante com a profundidade e, a explicação desse fato era atribuída ao processo de sedimentação e à estrutura do solo. Ensaio de Palheta no Campo (Vane-Tests) têm demonstrado que isto ocorre devido à perturbação durante a amostragem e Bjerrum em 1955 (Referência citada por Leonards⁽²⁰⁾), usando técnicas refinadas de amostragem, mostrou que a resistência à compressão não-confinada também aumentava com a profundidade.

Leonards⁽²⁰⁾ lembra ainda que para solos com sensibilidade menor do que 4 e para profundidades menores que 9 a 12 metros, as amostras obtidas por tubos "Shelby" são satisfatórias.

Nesse trabalho as amostras, em função dos result

tados obtidos, são satisfatórias até 15.0m e, no caso das retiradas dos Shelbies de diâmetro de 3" a 16.0 e 17.0m são completamente amolgadas.

Perante o reduzido número de ensaios e a dispersão dos resultados obtidos não foi possível se obter uma lei de variação da S_u com a profundidade. Cabe salientar ainda que, da cota 0.0m (zero) até a profundidade de 11,0m não se obteve nenhuma informação de S_u devido à ausência de amostras.

Nos itens posteriores, quando se referir à S_u , entre 12.0 e 15.0m, ela será média dos resultados obtidos na profundidade especificada.

III.2-3 - SENSIBILIDADE PELO U_u

Experimentalmente verifica-se que uma argila no estado natural possui uma resistência ao cisalhamento superior à que se obtém após o amolgamento mantendo-se constante o teor de umidade ($w\%$).

Daí define-se "sensibilidade" de uma argila como sendo a relação entre as resistências quando indeformada e quando amolgada.

$$S = \frac{S_u \text{ indeformada}}{S_u \text{ amolgada}} \quad (\text{III-3})$$

e graficamente por

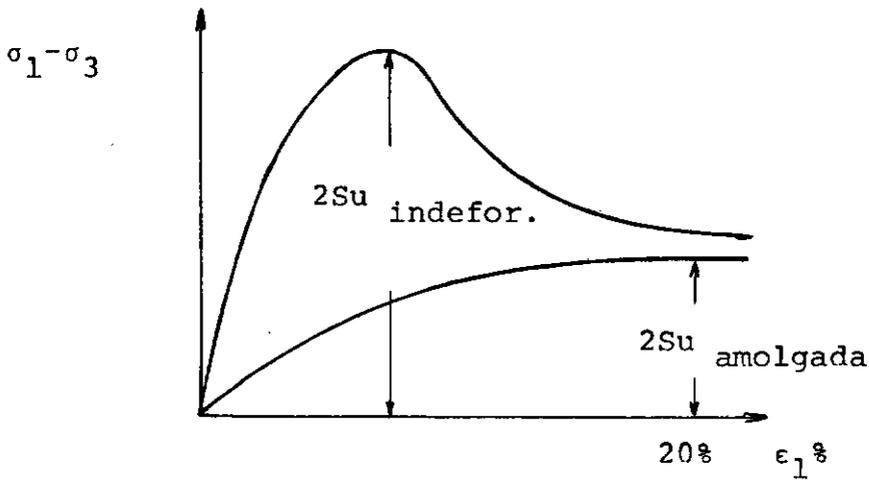


Figura III-7a

Sob o ponto de vista de sua sensibilidade ao amolgamento, as argilas são classificadas por Skempton da seguinte forma:

ARGILAS	SENSIBILIDADE
insensíveis	≤ 1
baixa sensibilidade	1 a 2
média	2 a 4
sensíveis	4 a 8
extra-sensíveis	> 8

Para a argila mole da Rua Uruguaiana, os valores obtidos da sensibilidade estão entre 1 e 3 e são apresentados com a profundidade na Figura III-7b. Mello⁽²⁾ encontrou para as argilas de São Paulo $S=2$ e para as de Santos $S=4$.

III.2-4 - DETERMINAÇÃO DO MÓDULO TENSÃO-DEFORMAÇÃO NÃO-DRENADO

Um método comum para a determinação do módulo tensão-deformação $(E_i)_{UU}$ é a utilização das curvas tensão-deformação obtidas de ensaios não-adensados não-drenados.

Experimentalmente se tem verificado que o valor do $(E_i)_{UU}$ é muito influenciado pelo amolgamento da amostra e tipo de ensaio. No caso do UU, a pressão confinante da célula equivale à pressão do campo e se o parâmetro B de Skempton, equação (III-2), é igual à unidade, o valor da pressão confinante pode não ter efeito na curva tensão-deformação (Ladd⁽²¹⁾). Ladd⁽²¹⁾ concluiu que os ensaios UU fornecem módulos muito baixos e que os ensaios CIŪ em amostras adensadas sob as condições de pressões efetivas "in-situ" fornecem valores de E_i mais aceitáveis.

Bjerrum em 1964⁽²¹⁾ baseado em experiências com argilas da Noruega sugere a relação:

$$(E)_{UU/S_u} = (250 \text{ a } 500) \quad (\text{III-4})$$

onde S_u representa a resistência ao cisalhamento não-drenada obtida de ensaios de compressão não-confinada ou de ensaios de Pahlheta de Campo. Diz ainda que esta correlação se aplica melhor para argilas pré-adensadas. (Referência citada por Ladd⁽²¹⁾).

Bjerrum (Ladd⁽²¹⁾) não deixa claro sobre o modo da obtenção do módulo E_{UU} ; aparentemente trata-se do módulo secante para um nível de tensões de 50% da tensão desvio máximo ou de

ruptura.

Já em 1972, Bjerrum⁽¹⁵⁾ recomenda uma nova relação entre o E_{UU} e a S_u de argila mole que é dada por:

$$(E)_{UU/S_u} = (500 \text{ a } 1500) \quad (\text{III-5})$$

onde S_u é a resistência não-drenada determinada por Ensaio de Palheta. Na equação (III-5), o menor valor é válido para argilas muito plásticas, em que o valor da sobrecarga devido à obra é grande; o maior, válido para pequenos carregamentos em argilas de baixa plasticidade. Neste caso, o E_{UU} é um módulo secante para um nível de tensões admissível $(\sigma_1 - \sigma_3)_{adm}$ de projeto.

Das curvas tensão-deformação obtidas calculou-se o módulo tangente inicial, E_1 , correspondente ao critério de Duncan e Chang em 1969 (Referência citada por Wong e Duncan⁽²⁹⁾) como indicado na Figura III-8, e o módulo secante a nível de tensões de $0,5 \sigma_{d_{max}}$ representado na Figura III-9. Nos dois critérios, $\sigma_{d_{max}}$ corresponde à diferença de tensões principais na ruptura.

Os resultados dos módulos, tanto dos Shelbies de 3" como os de 4" se encontram plotados em função da profundidade na Figura III-10, observando-se que as amostras a 17.0 e 18.0m apresentam os menores valores, lembrando que foram consideradas de má qualidade do ponto de vista da resistência não-drenada.

A Figura III-11 mostra a variação da relação

E_u/S_u com a profundidade e alguns pontos satisfazem a relação obtida por Bjerrum (Ladd⁽²¹⁾) de $E_u/S_u = (250 \text{ a } 500)$ para as argilas da Noruega.

Analisando os resultados verifica-se que o $(E_i)_{UU}$ obtido pelo critério de Duncan e Chang (Wong e Duncan⁽²⁸⁾) é sempre superior ao $(E_{50\%})_{UU}$ para o critério de $0.5\sigma_{d_{max}}$, uma vez que o primeiro é um módulo tangente na origem e o segundo é um módulo secante à curva tensão-deformação. Esta observação é válida também para o caso dos ensaios $CI\bar{U}$ só que os valores dos $(E_i)_{CI\bar{U}}$ e $(E_{50\%})_{CI\bar{U}}$ são maiores devido ao efeito da pressão de adensamento e que é explicado no item III.3-9.

As tabelas III-1 e III-2 apresentam valores do $(E_i/E_{50\%})$ para os ensaios UU e $CI\bar{U}$. No caso dos UU esta relação está compreendida entre 1,23 e 2,0 e para os $CI\bar{U}$ de 1,30 e 2,75.

PROFUNDIDADE	AMOSTRA (Nº)	σ_3 (Kg/cm ²)	(E ₁) _{UU} Kg/cm ²	(E _{50%}) _{UU} Kg/cm ²	(E ₁ /E _{50%}) _{UU}	
12.	S-2	2-1	1.0	74	55	1.35
12.	S-2	2-2	2.0	72	44	1.64
12.	S-2	2-3	4.0	51	37	1.38
14.	S-1	3-2	1.0	167	125	1.34
14.	S-2	4-1	1.0	47	36	1.31
14.	S-2	4-2	2.0	107	87	1.23
15.	S-2	5-2	1.0	200	109	1.83
17.	S-1	6-2	2.0	100	76	1.32
17.	S-1	6-3	3.0	72	38	1.89
18.	S-1	7-2	1.0	34	17	2.0
18.	S-1	7-3	5.0	26	14	1.86

TABELA III-1

TABELA LI-2

PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRA (Nº)	σ'_3 Kg/cm ²	$(E_1)_{CI\bar{U}}$ Kg/cm ²	$(E_{50\%})_{CI\bar{U}}$ Kg/cm ²	$(E_1/E_{50\%})_{CI\bar{U}}$	
13.	S-1	2-1	2.0	480	363	1.32
13.	S-1	2-2	4.0	752	476	1.58
13.	S-1	2-3	6.0	1196	634	1.89
15.	S-1	4-1	1.0	182	111	1.64
15.	S-1	4-2	1.5	300	213	1.41
15.	S-1	4-3	2.0	323	248	1.30
16.	S-1	5-1	2.0	477	303	1.57
16.	S-1	5-2	4.0	775	464	1.67
13.0	S-2	3-1	1.0	304	197	1.54
13.	S-2	3-2	2.0	677	415	1.63
13.	S-2	3-3	4.0	1468	958	1.53
16.	S-2	6-1	1.0	303	219	1.38
16.	S-2	6-2	2.0	679	441	1.54
16.	S-2	6-3	4.0	1468	532	2.75

III.2-5 - ESTUDO DA RELAÇÃO S_u/p'_0

Skempton (1957) verificou que a relação entre a resistência não-drenada e a pressão efetiva vertical de consolidação para as argilas normalmente adensadas variava linearmente com o índice de plasticidade através da fórmula:

$$S_u/p'_0 = 0.11 + 0.0037 \text{ (I.P.)} \quad \text{(III-6)}$$

sendo que esta relação seria válida para ensaios de compressão simples e triaxiais UU. (Referência citada por Ortigão⁽⁸⁾).

No presente trabalho estudou-se os possíveis valores a serem atribuídos à pressão efetiva vertical de adensamento para estudar a relação S_u/p'_0 a saber:

- a) considerando a amostragem perfeita e calculando a pressão residual atuante na amostra.
- b) por intermédio dos próprios valores da pressão efetiva vertical do campo.
- c) em função dos valores da pressão de pré-adensamento obtidos de ensaios oedométricos em amostras extraídas de Shelbyes de 4" de diâmetro.

Cálculo dos valores a serem utilizados:

A pressão efetiva atuante numa amostra indeformada após amostragem perfeita é dada por:

$$\sigma'_o = p'_o [k_o + \bar{A}_o (1 - k_o)] \quad (\text{III-7})$$

onde:

σ'_o = pressão efetiva residual

p'_o = pressão efetiva vertical atuante no campo

k_o = coeficiente de empuxo no repouso

\bar{A}_o = coeficiente de pressão neutra correspondente à variação das pressões ($\sigma_v - \sigma_h$) do campo, ocasionada pela amostragem.

A pressão efetiva vertical (p'_o) do campo é estimada em função dos dados de campo e laboratório.

O coeficiente de empuxo no repouso (k_o) pode ser estimado por meio da expressão de Jaky

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \quad (\text{III-8})$$

onde ϕ' é o ângulo de atrito efetivo obtido em ensaios triaxiais CIÜ .

O coeficiente de pressão neutra \bar{A}_o é adotado em função de vários resultados obtidos por Noorany e Seed⁽²²⁾ em amostras de argilas marinhas normalmente adensadas em que obtiveram um valor médio de $\bar{A}_o = \Delta u / \sigma_v - \sigma_h = 0.2$ (III-9)

Os valores calculados estão reunidos na Tabela III-3 abaixo, junto com o valor da pressão de pré-adensamento:

	1	2	3	4	5	6	7
PROFUND. (m)	ϕ' (graus)	K_o	\bar{A}_o	$K_o p'_o$ (Kg/cm ²)	σ'_o (Kg/cm ²)	p'_o (Kg/cm ²)	p_p (Kg/cm ²)
13.	30.8	0.5	0.2	0.59	0.71	1.18	1.72
15.	23.13	0.68	0.2	0.86	0.94	1.27	2.40

Noorany e Seed⁽²²⁾ observaram que a pressão efetiva residual atuante calculada numa argila normalmente adensada e saturada está mais próxima da tensão principal menor efetiva $K_o p'_o$, do que p'_o , isto é:

$$K_o p'_o < \sigma'_o \ll p'_o$$

o que pode ser verificado se compararmos os valores contidos nas colunas 4,5 e 6 da Tabela III-3.

RESULTADOS DA RELAÇÃO Su/p'_o

Para melhor visualização da comparação que se faz, no lugar da p'_o que é utilizada na relação Su/p'_o substitue-se por σ'_o e p_p . O valor da resistência não-drenada Su é obtida pela média dos resultados nas profundidades especificadas.

Os resultados estão na Tabela III-4, a seguir.

1	2	3	4	5	
PROFUND. (m)	Su (Kg/cm ²)	Su/ σ'_o	Su/ p'_o	Su/ p_p	Su/ p'_o Skempton
13.0	0.55	0.77	0.45	0.32	0.26
15.0	0.75	0.79	0.59	0.31	0.29

Os valores da coluna 5 da Tabela III-4 foram calculados pela expressão III-6, que é a sugerida por Skempton.

A relação Su/p'_o obtida em função do I.P. e válida para argilas normalmente adensadas, se aproximou mais do valor calculado em função da pressão de pré-adensamento, determinada em ensaios oedométricos, do que considerando a amostragem perfeita ou a pressão efetiva vertical.

O estranho é que, segundo Lambe e Whitman⁽⁹⁾, é impossível de correlacionar a resistência não-drenada para solos pré-adensados diretamente com os índices de consistência porque esses índices não refletem adequadamente o efeito da história das tensões.

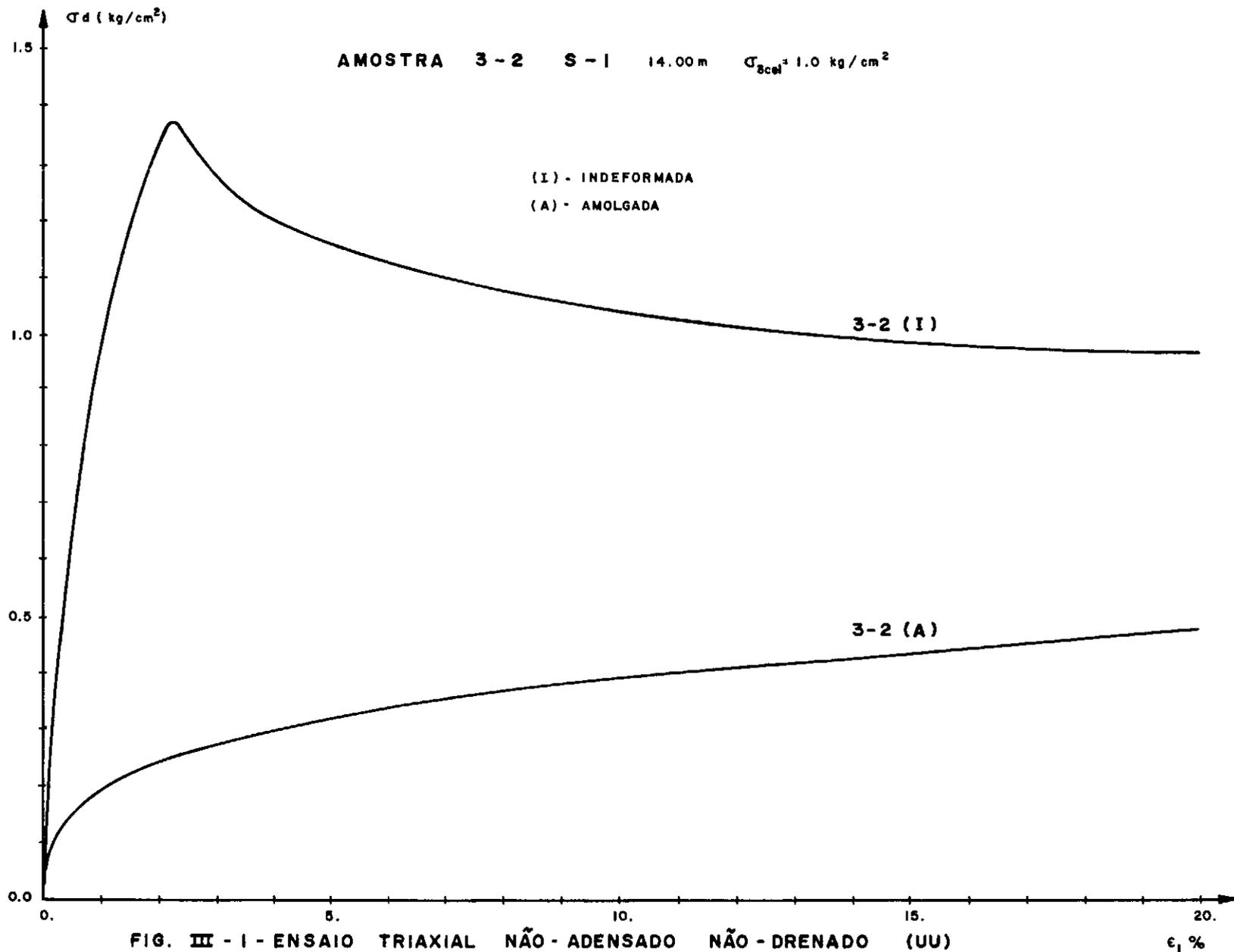


FIG. III - 1 - ENSAIO TRIAXIAL NÃO - ADENSADO NÃO - DRENADO (UU)

COPPETEC/ET-514/75

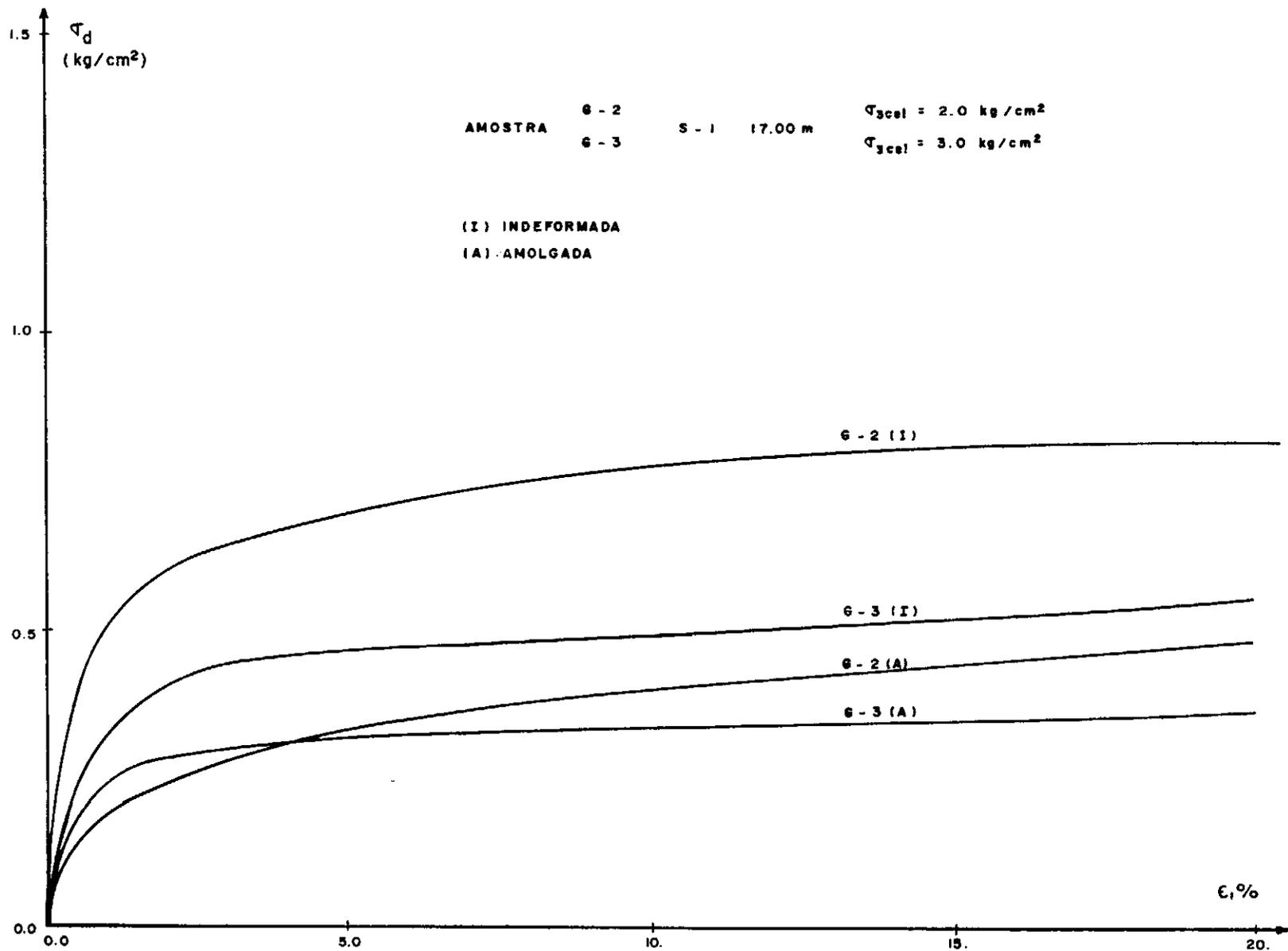


FIG. III - 2 - ENSAIO TRIAXIAL NÃO - ADENSADO NÃO - DRENADO (UU)

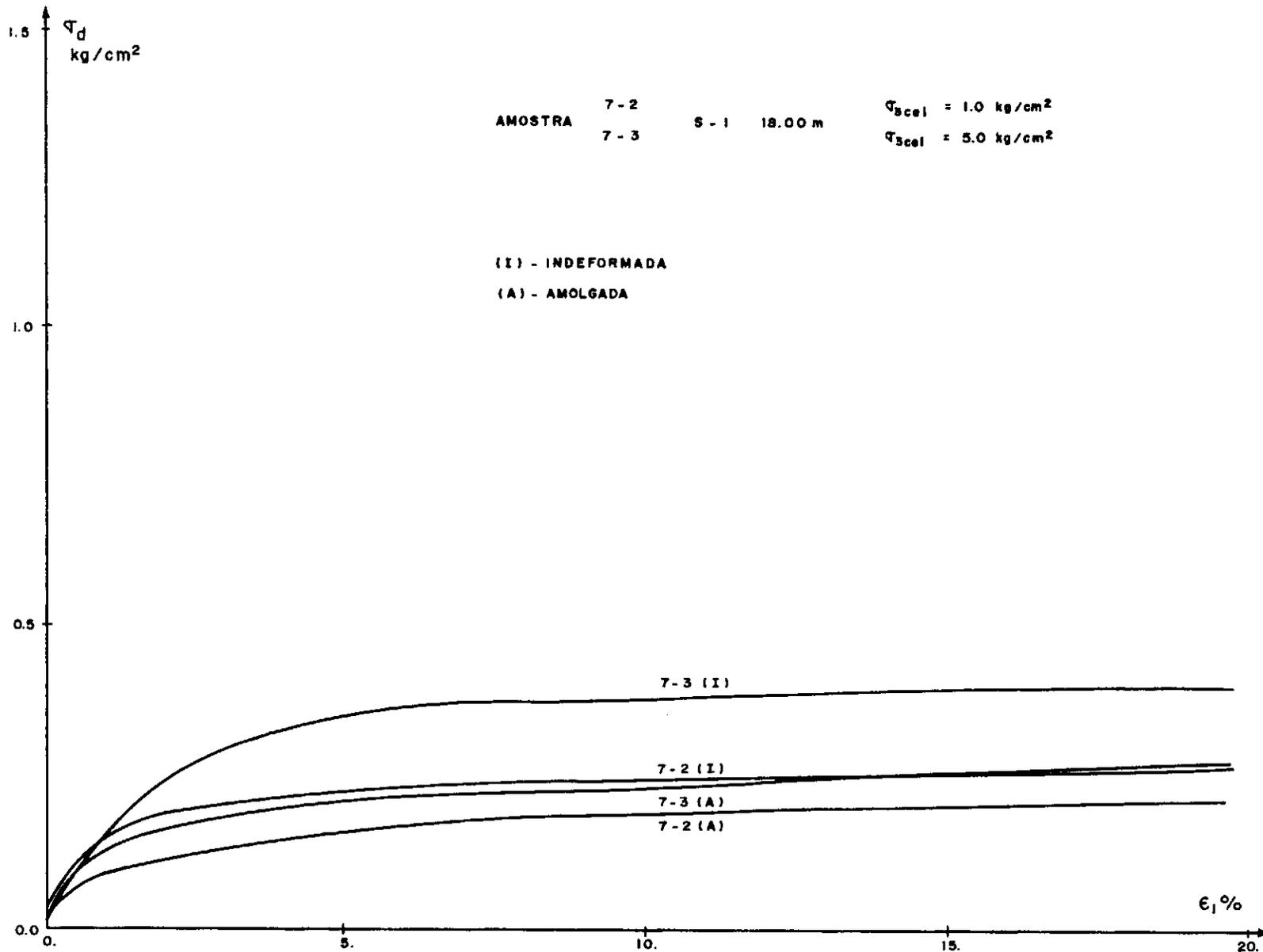


FIG. III - 3 - ENSAIO TRIAXIAL NÃO - ADENSADO NÃO - DRENADO (UU)

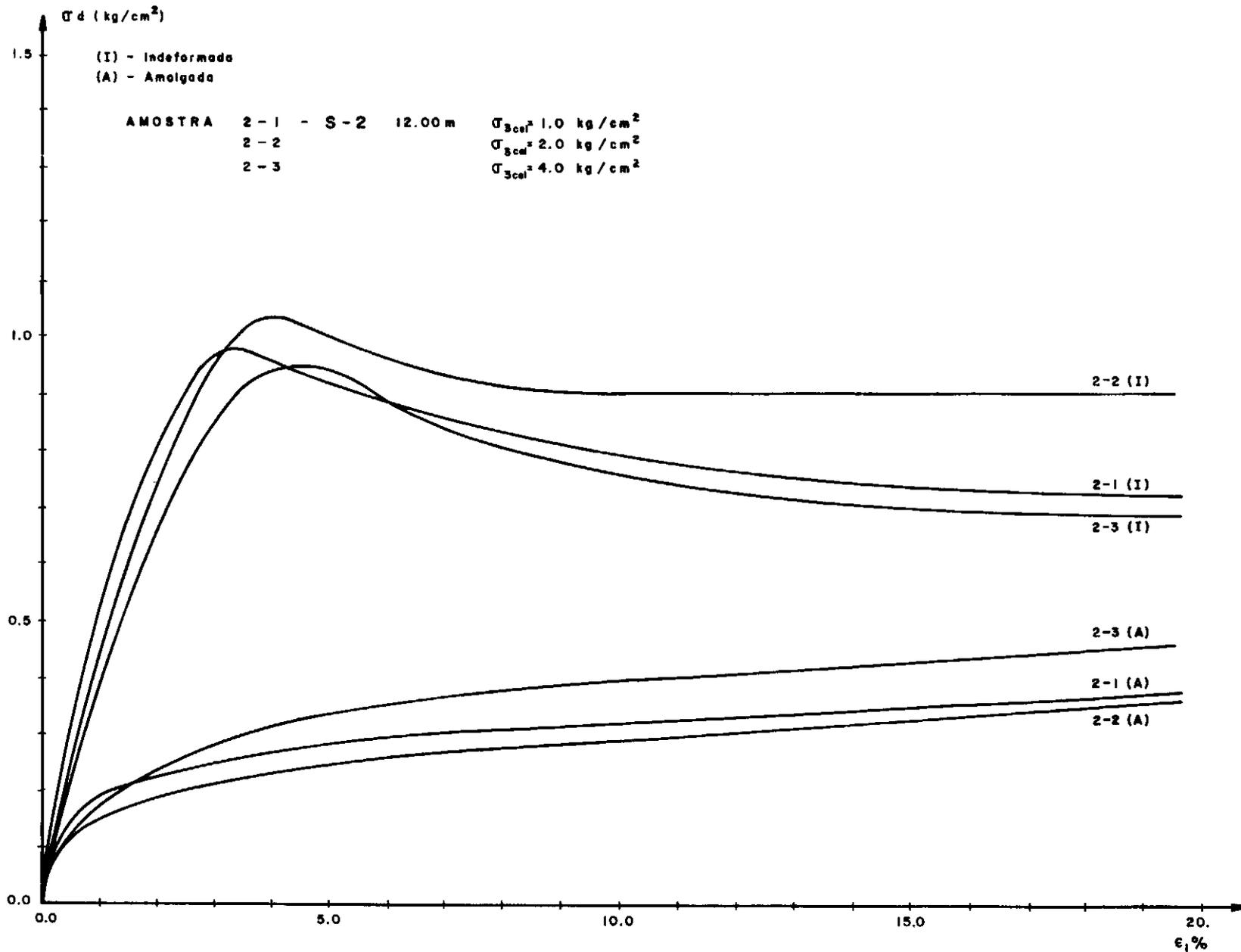


FIG. III - 4 ENSAIO TRIAXIAL NÃO - ADENSADO NÃO - DRENADO (UU)

FIG. III-6 ENSAIOS TRIAXIAIS UU
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA

S_u - kg/cm²

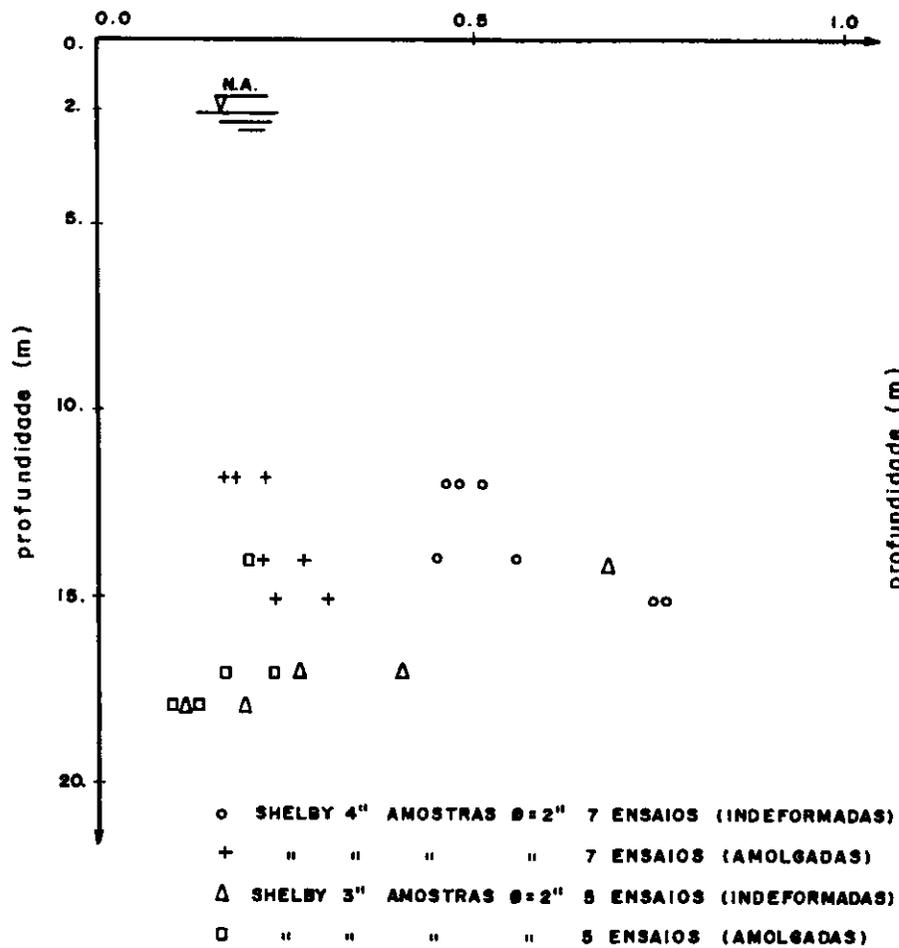
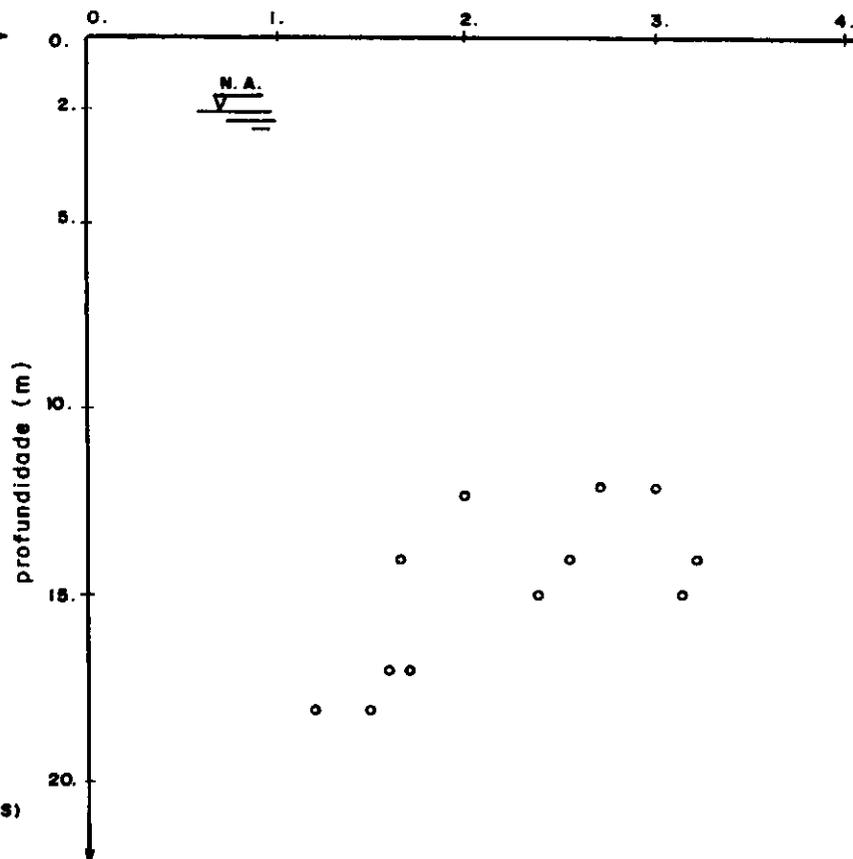


FIG. III-7b SENSIBILIDADE

S



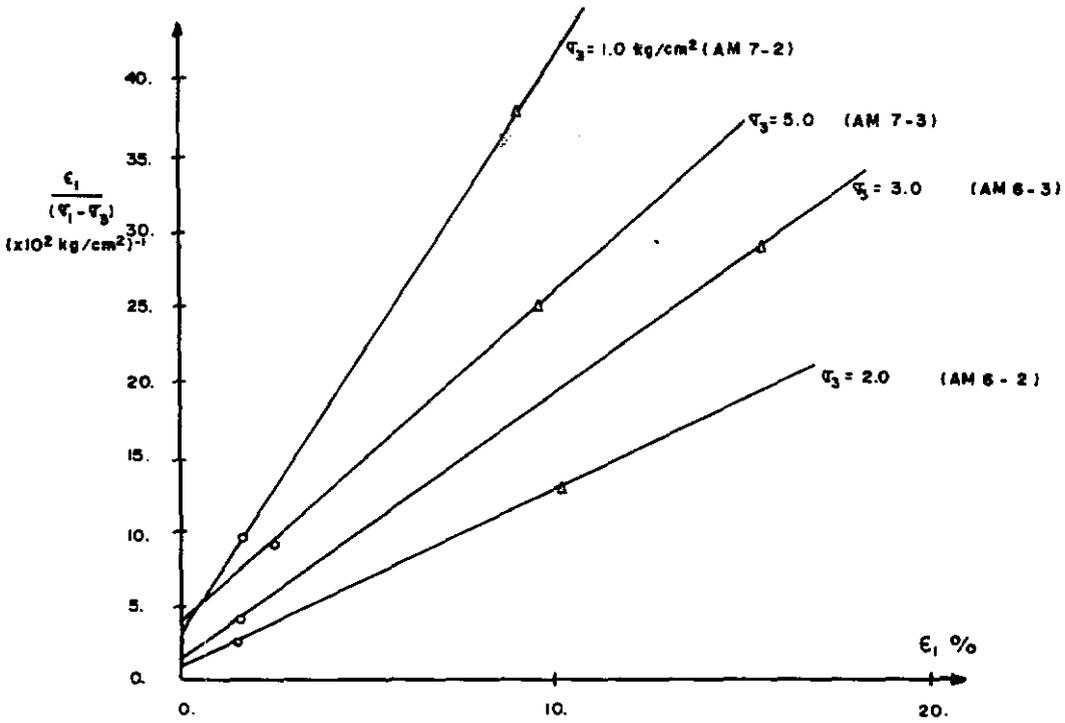
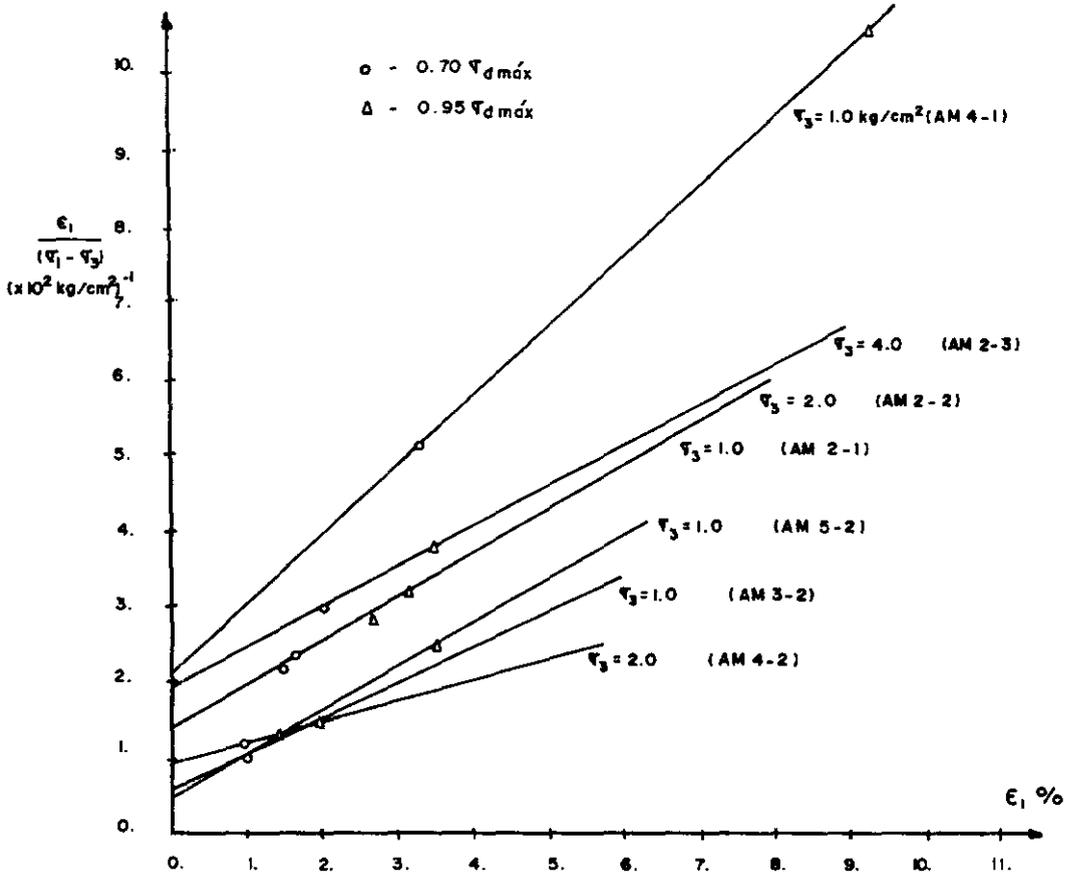


FIG. III - 8 - MÓDULO TENSÃO - DEFORMAÇÃO NÃO DRENADO

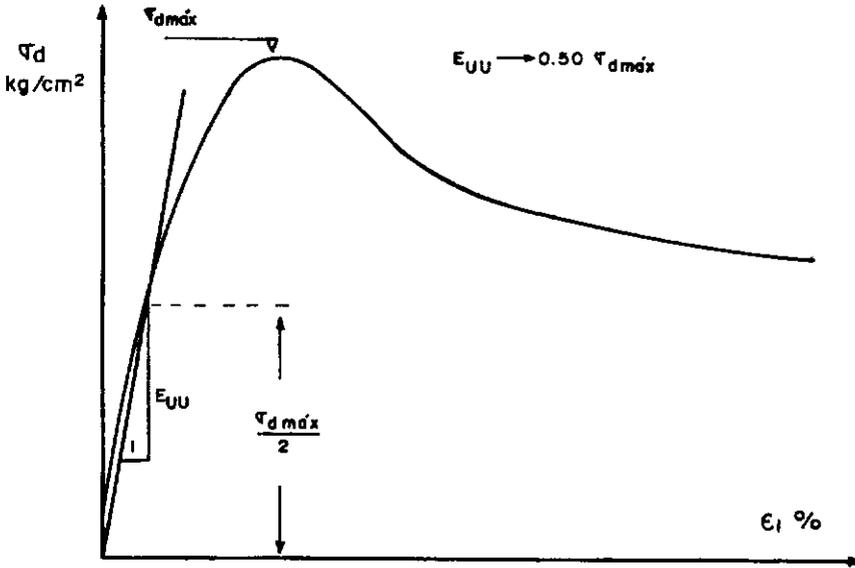


FIG. III - 9 - MÓDULO TENSÃO - DEFORMAÇÃO NÃO - DRENADO

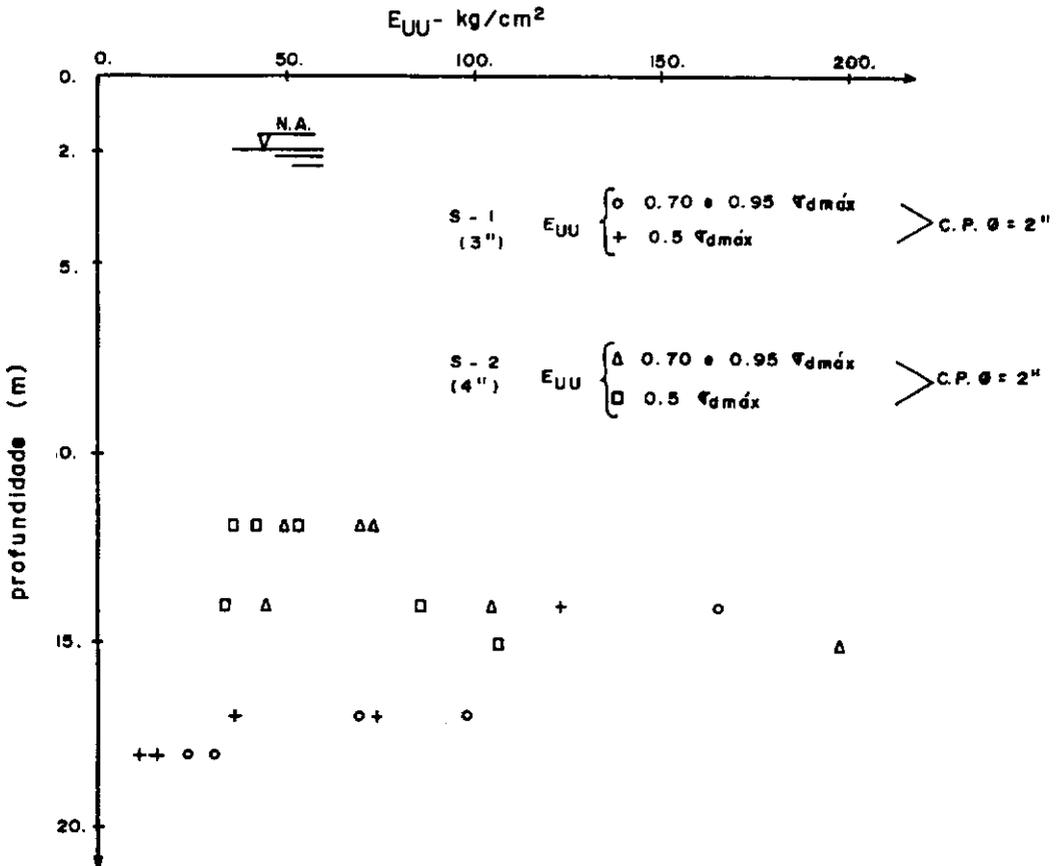


FIG. III - 10 - MÓDULO TENSÃO - DEFORMAÇÃO NÃO - DRENADO

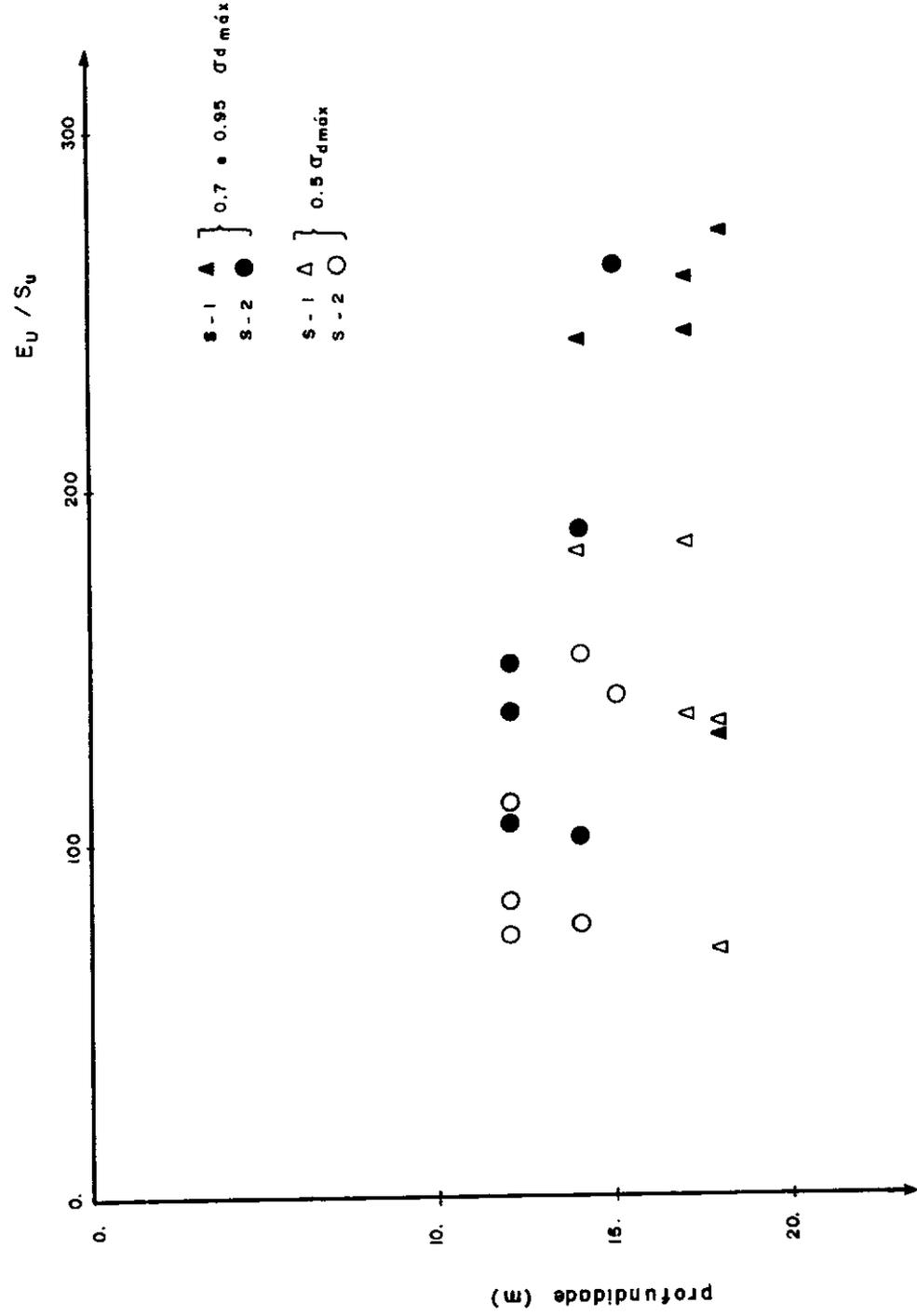


FIG. III - II - RELAÇÃO E_u/S_u (ENSAIOS UU)

III.3 - ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS ISOTROPICAMENTE NÃO-DRENADOS, COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO NEUTRA (CIŪ)

III.3-1 - ADENSAMENTO E SATURAÇÃO

Toda a sequência de operações e cuidados a serem tomados para a preparação deste ensaio e adotados nesse trabalho fazem parte do Curso de Ensaio de Solos anualmente ministrado pela COPPE.

Realizaram-se ensaios em corpos-de-prova de 2" de diâmetro para os Shelbies de 3" e 1,4" para os de 4" de diâmetro, observando sempre que após o adensamento isotrópico a altura fosse igual ou maior que duas vezes o diâmetro do corpo-de-prova ($h \geq 2\phi$).

Fazia-se sempre a percolação de água na fase de colocação do corpo-de-prova no pedestal, com o intuito de eliminar as bolhas de ar entre a membrana e o corpo-de-prova.

A saturação por contra-pressão foi satisfatória tanto após a fase de adensamento como simultaneamente com a mesma, sendo que em todos os ensaios realizados a saturação era verificada antes do início do cisalhamento e sempre se obteve $B > 0.98$ para contra-pressões variáveis entre 2 a 4Kg/cm^2 .

Uma das fases que exige bom senso ou experiência em solos semelhantes é na escolha da velocidade de deformação a

ser utilizada. Usou-se a relação sugerida por Blight em 1963⁽²³⁾ para que se obtenha uniformização das pressões neutras no corpo - de-prova, ou seja,

$$t_{rup} = (7 \text{ a } 8) \times t_{50} \quad (\text{III-10})$$

onde

t_{rup} = tempo de cisalhamento do corpo-de-prova (até a tensão desvio máxima)

t_{50} = tempo correspondente a 50% de adensamento, obtido a través do grafico de variação de volume do corpo-de-prova durante o adensamento versus log t, pelo processo de Casagrande.

Durante o adensamento, o corpo-de-prova sofre uma variação de altura a qual deve ser considerada para se obter a altura inicial (H_0) do início do cisalhamento.

Admitindo-se que a ruptura ocorra para uma deformação específica ϵ_{rup} tem-se:

$$\Delta H_{rup} = \epsilon_{rup} \times H_0 \quad (\text{III-11})$$

onde:

ΔH_{rup} = deformação do corpo-de-prova na ruptura

ϵ_{rup} = deformação específica na ruptura (~10%)

H_0 = altura inicial do corpo-de-prova no cisalhamento

Daí, a velocidade a ser utilizada será igual a:

$$v = \Delta H_{rup} / t_{rup} \quad (III-12)$$

Uma vez que a prensa possui velocidades pré-fixadas, escolhe-se a mais próxima desse valor.

Para se obter uma envoltória de resistência realizou-se ensaios a várias pressões de adensamento e aí surgia o problema da velocidade a ser utilizada, uma vez que a resistência varia com a mesma. Para uma série de 3 ensaios, por exemplo, com diferentes pressões de adensamento e, conseqüentemente, diferentes t_{50} , adota-se a velocidade calculada em função dos dados obtidos da pressão de adensamento intermediária, sendo que esse processo foi empregado por Amorim⁽⁸⁾ e utilizado nesse trabalho.

Convém lembrar que as pressões de adensamento maiores eram aplicadas nos corpos-de-prova extremos do tubo Shelby para compensar o efeito do amolgamento, desde a extração do campo até a colocação no pedestal da célula. (Ladd e Lambe⁽¹⁵⁾).

Para os corpos-de-prova de 2" de diâmetro, a velocidade de deformação utilizada foi de 0,02mm/min e para os de 1,4" foi de 0,08mm/min.

Todos os corpos-de-prova são numerados com AM que é a abreviatura de "amostra", sendo imediatamente seguido de algarismos arábicos que correspondem às suas posições dentre do tubo Shelby e, à pressão de adensamento isotrópico indicada por σ'_3 .

Na Figura III-14 temos, por exemplo, que:

S-2 13.0m	AM	2-2	$\sigma'_3 = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$
	AM	2-1	$\sigma'_3 = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$
	AM	2-3	$\sigma'_3 = 6.0 \text{ Kg/cm}^2$

Além disso, acompanha sempre o símbolo S-1 que significa uma amostragem de $\phi = 3''$ ou S-2 de $\phi = 4''$, sendo a profundidade da amostragem também indicada.

III.3-2 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO

As Figuras III-13 a III-19 mostram os resultados dos ensaios CIŪ para as diferentes profundidades e pressões de adensamento. Cada Figura apresenta, em relação à deformação específica axial ($\epsilon_1\%$), as seguintes variações:

- da relação de tensões efetivas (σ'_1/σ'_3)
- do parâmetro de pressão neutra de Skempton, $\bar{A} = \Delta u/\Delta\sigma_1$; no nosso caso $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_d$.
- da tensão desvio $\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$
- do acréscimo de pressão neutra (Δu)

Com a finalidade de verificar o ajustamento de funções matemáticas empíricas ao comportamento real do solo (durante o ensaio) ao longo de toda a faixa de deformações e tensões utilizadas nos ensaios, plotou-se em um mesmo gráfico, ($\sigma_d \times \epsilon_1$),

as curvas reais de laboratório e as curvas representativas das funções.

As curvas teóricas correspondem ao critério de escolha dos pontos de 70 e 95% de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ (Duncan e Chang⁽²⁸⁾ 1969) os quais fornecem a melhor hipérbole ajustada e a outra dos pontos de 1 e 3% da deformação específica axial ($\epsilon_1\%$), sendo este último critério já utilizado por Lacerda e outros⁽²²⁾ ao estudarem o solo de uma escavação próxima ao Palácio Monroe (Rio de Janeiro).

A Figura III-13 mostra resultados referentes a amostras extraídas a 11.0m de profundidade em que se verifica um comportamento pré-adensado do solo para pressões de adensamento $\sigma'_3 = 1.0 \text{Kg/cm}^2$ (ensaios de adensamento oedométrico indicam valores da pressão de pré-adensamento em torno de 1.5 a 1.8 Kg/cm^2). Nessa situação não há uma boa concordância entre a formulação de 70 e 95% de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ para pequenas deformações ($< 3\%$) acarretando diferenças acentuadas nos módulos tangentes iniciais, $E_i = 2833 \text{Kg/cm}^2$ para 70 e 95% de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ contra um $E_i = 752 \text{Kg/cm}^2$ do 1 e 3% de $\epsilon_1\%$. Entretanto, para maiores deformações, a curva teórica de 1 e 3% de $\epsilon_1\%$ se afasta muito da experimental, fato este evidenciado pelo valor de $R_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}} / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}} > 1$.

Da Figura III-14 à Figura III-19 não se fez distinção do critério adotado no traçado das curvas teóricas, uma vez que os dois coincidiram, acarretando iguais valores de R_f até à segunda casa decimal.

Nas Figuras III-14 a III-16 apresentam-se resultados semelhantes exceto que em determinadas deformações específicas ($\epsilon_1 = 1\%$; 4% ; 14%) inverteu-se o sentido do carregamento obtendo então descarregamento até o valor da tensão desvio nula, e novamente se inverteia o processo. A finalidade desse critério se justifica na obtenção de parâmetros de carregamentos e descarregamentos sucessivos (unloading-reloading).

A relação (σ'_1/σ'_3) na maioria das Figuras apresentadas mostrou que para pequenas pressões de adensamento, onde o solo se comporta como pré-adensado, ela resulta em valores mais elevados, ao passo que para pressões de adensamento maiores esses valores tendem a decrescer. Na Figura III-15, o corpo-de-prova AM 4-1 com $\sigma'_3 = 1.5\text{Kg/cm}^2$ resultou em uma amostra bastante amolgada, perdendo suas características de indeformada, razão pela qual a curva (σ'_1/σ'_3) foi bem inferior às de $\sigma'_3 = 1.0$ e $\sigma'_3 = 2.0\text{Kg/cm}^2$.

Nas curvas tensão desvio-deformação específica nota-se que a um aumento da pressão de adensamento corresponde um acréscimo da tensão desvio. A aplicação de ciclos de carregamento, segundo Lambe e Whitman⁽⁹⁾, pode ocasionar a ruptura do solo em níveis de tensões menores do que para um ensaio com apenas um carregamento. Isso ocorre porque o excesso de pressão neutra não retorna a zero após cada descarregamento e vai se acumulando nos carregamentos posteriores. Se a pressão neutra cresce durante cada ciclo de carregamento, a resistência ao cisalhamento decresce, e ainda, esse acréscimo de pressão neutra é causado por um progressivo

rearranjo das partículas durante cada ciclo de carregamento.

Conforme Sangrey e outros⁽²⁵⁾ tem-se verificado que para certos solos existe um nível de tensões para os carregamentos repetidos que pode ser tolerado indefinidamente sem causar a ruptura. Esse máximo nível de tensões repetidas, que não ocasiona a ruptura, foi denominado "nível crítico para tensões repetidas" por Larew e Leonards - 1962. (Referência citada por Sangrey e outros⁽²⁵⁾).

Ao estudar uma argila depositada em lagos glaciais em Newfield, New York, Sangrey e outros⁽²⁵⁾ observaram que:

- aplicando ciclos de carregamento e descarregamento a um nível de tensões menor do que o nível crítico, a partir de um determinado ciclo (aproximadamente o quinto), não mais se verifica uma variação acentuada da curva pressão neutra x deformação axial $\epsilon_1\%$ e, da própria deformação axial no gráfico $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_1\%$. Nessas condições, a amostra atingiu um estado de equilíbrio sem ruptura "non-failure equilibrium" e para carregamento-descarregamento posterior às curvas acima mencionadas descrevem ciclos de histereses fechados.

- ultrapassando esse nível crítico de tensões até os cinco primeiros ciclos, aproximadamente, o comportamento não difere muito da situação anterior, ou seja, no descarregamento há uma recuperação da deformação axial e um decréscimo da pressão neutra mas, em descarregamentos posteriores não mais se verifica recuperações

nas deformações axiais e a tendência dos ciclos de histeresis fechados é de se abrirem mais e mais.

Se durante algum estágio do cisalhamento as tensões externas forem removidas, parte da deformação total é recuperada devido ao alívio das tensões elásticas e, associado com a recuperação elástica, a pressão neutra também decresce.

Lo⁽²⁶⁾ acredita que a pressão neutra está intimamente relacionada com a deformação e, durante o cisalhamento, quanto mais pontos de contato da massa de solo forem rompidos, maior será o acréscimo da pressão neutra e, quando todos os contatos são eliminados a pressão neutra não mais aumenta com o acréscimo da deformação, porque nesse estágio todas as tensões de contato foram rompidas e transferidas para a água.

Com o acréscimo da pressão de adensamento há a formação de um maior número de contatos (para $\sigma'_3 > p_p$) dos que existem originalmente na amostra, desenvolvendo-se, portanto, um maior acréscimo da pressão neutra durante o processo do cisalhamento.

Nos ensaios realizados na argila mole da Rua Uruguaiana a pressão neutra durante o processo de cisalhamento cresce com a pressão de adensamento e ainda, quanto maior a pressão de adensamento maior a deformação axial ($\epsilon_1\%$) em que praticamente se verifica a estabilização da pressão neutra. Por exemplo, podemos citar a Figura III-18 em que:

- Para $\sigma_3' = 1\text{Kg/cm}^2$ a pressão neutra estabiliza em torno de $\epsilon_1 \approx 4\%$.
- Quando $\sigma_3' = 2\text{Kg/cm}^2$ a estabilização ocorre para $\epsilon_1 = 10\%$.
- No caso de $\sigma_3' = 4\text{Kg/cm}^2$ essa constância é em torno de $\epsilon_1 \approx 18\%$.

Nos descarregamentos efetuados (Figuras III-14 a III-16) a pressão neutra decresce segundo ciclos de histeresis fechados para pequenas deformações os quais vão se abrindo para acréscimos subsequentes dessas deformações. Durante a realização do descarregamento das tensões desvios atuantes se verifica uma recuperação parcial das deformações axiais concordando com o exposto por Sangrey⁽²⁵⁾ e Lo⁽²⁶⁾.

O coeficiente de pressão neutra $\bar{A} = \Delta u / \Delta \sigma_1$ resulta do desenvolvimento da pressão neutra durante a fase não-drenada pelo acréscimo ou decréscimo da tensão desvio. Durante os descarregamentos, a tensão desvio $(\sigma_1 - \sigma_3)$ atingia o valor zero e a pressão neutra pouco variava surgindo daí a necessidade de limitar graficamente o coeficiente \bar{A} a um valor máximo de 2 como é mostrado nas Figuras III-14 a III-16.

III.3-3 - DIAGRAMA DE LAMBE PARA "C" E "Ø"

As Figuras III-20 a III-26 mostram os resultados dos ensaios triaxiais CIŪ . O gráfico superior apresenta os máximos valores atingidos por $(\sigma_1 - \sigma_3)$ a diferentes pressões de adensamento e, representados por 1, 2 e 3. O gráfico inferior fornece resultados do critério $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\text{máx}}$ a diferentes pressões de adensamento e, representados também por 1, 2 e 3. Esses diagramas são mais conhecidos por "Diagrama pxq" de Lambe (Lambe e Whitman⁽⁹⁾).

Os critérios de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ e $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\text{máx}}$ conduzem a envoltórias diferentes. De acordo com Ladd⁽¹⁰⁾, o ponto de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ é atingido a deformações menores do que o correspondente a $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\text{máx}}$ para as argilas normalmente adensadas. O $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ ocorre para deformações em torno de $(6 \pm 3\%)$ enquanto que $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\text{máx}}$ se verifica entre $(10-15\%)$ da deformação axial $\epsilon_1\%$.

Ladd⁽¹⁰⁾ afirma que uma argila ideal, por ele denominada de "SIMPLE", possui propriedades de resistência semelhantes às de muitas argilas amolgadas e algumas argilas indeformadas pouco sensíveis. Para tal argila ideal a máxima diferença de tensões $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ e a máxima relação de tensões $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\text{máx}}$ ocorrem numa mesma deformação axial $\epsilon_1\%$. No presente trabalho nas amostras AG 6-1, AG 6-2 e AG 6-3 amolgadas artificialmente em laboratório, foi também verificada esta coincidência indicada por setas na Figura III-19.

Por outro lado, Lambe e Whitman⁽⁹⁾, ao realizarem ensaios CIŪ em argilas sensíveis indeformadas observaram que a tensão desvio atingia um máximo a pequenas deformações axiais. A pressão neutra e a relação (σ'_1/σ'_3) continuavam a aumentar além deste ponto. Em face disso, argumentam que as argilas sob cisalhamento não-drenado assumem duas tendências opostas:

- a) o potencial de atrito disponível é mobilizado cada vez mais;
- b) a tensão efetiva decresce.

Assim, a resistência ao cisalhamento total atinge o máximo antes da resistência ao atrito ser completamente mobilizada. Para maiores deformações, quando todo o atrito disponível é finalmente mobilizado, a resistência ao cisalhamento é menor porque a tensão efetiva é também menor.

A diferença do ângulo de atrito efetivo obtido pelo critério $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ e $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$ é da ordem de 8° (Figura III-20) para as amostras indeformadas da argila da Rua Uruguaiana.

Na Figura III-26 estão reunidos os valores máximos de (σ'_1/σ'_3) para as amostras de 16.0m de profundidade, indeformadas (AM 6-i) e amolgadas (AG 6-i). Observa-se que a envol-tória efetiva tem a mesma inclinação ($\theta = 24^\circ$), mas há uma diferença entre os interceptos, isto é, o c' cai de $0,35\text{Kg/cm}^2$ para $0,19\text{Kg/cm}^2$, mostrando que c' é uma característica da história

de tensões do solo para pressões de adensamento inferiores à pressão de pré-adensamento.

III.3-4 - CAMINHO DE TENSÕES EFETIVAS

Nas Figuras III-27 a III-33 apresentamos as trajetórias das pressões efetivas obtidas pelas diferenças entre as tensões desvios ($\sigma_1 - \sigma_3$) e as pressões neutras desenvolvidas durante a fase do cisalhamento não-drenado. Esses caminhos de tensões representados por $p' = (\sigma_1' + \sigma_3') / 2$ e $q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ são mais conhecidos por "Effective Stress Path" de Lambe (Lambe e Whitman⁽⁹⁾).

As Figuras III-28, III-29 e III-30 apresentam os caminhos das tensões efetivas sob carregamento e descarregamento. Nota-se que a influência do descarregamento e recarregamento é mínima, uma vez que a trajetória praticamente volta ao ponto inicial de onde se iniciou o descarregamento (a menos da pressão neutra que fica acumulada); tudo se passando como se o ensaio fosse realizado com um único carregamento. Segundo Lambe e Whitman⁽⁹⁾ pode-se dizer como primeira aproximação, para solos saturados:

"A resistência não-drenada e o caminho de tensões efetivas são dependentes somente das condições iniciais existentes antes do cisalhamento e são independentes da maneira pela qual esse cisalhamento é aplicado".

III.3-5 - RELAÇÃO $w_f \times \bar{p}_f \times q_f$

Conforme Lambe e Whitman⁽⁹⁾ para uma dada argila com uma história de tensões, a relação w_f , \bar{p}_f e q_f é única e se aplica independente do tipo de carregamento e do grau de drenagem durante o carregamento. Se duas argilas forem adensadas sob uma mesma pressão de adensamento, porém cisalhadas com drenagem e sem drenagem obtêm-se diferentes valores de resistência (q_f), que são explicadas pelas diferenças de pressões neutras existentes no interior das duas amostras.

Os mesmos autores citam dois pontos importantes em relação à resistência de uma argila com uma dada história de tensões:

- a) a amostra com menor umidade ($w\%$) apresenta uma resistência maior;
- b) a amostra com uma maior tensão efetiva (valor medido por \bar{p}_f) tem uma resistência maior.

Com o intuito de verificar o relacionamento acima exposto reuniu-se na Figura III-34 os resultados dos ensaios triaxiais CIŪ em amostras indeformadas, extraídas a 16.0m.

Se a argila se comportasse como normalmente adensada o relacionamento entre a tensão cisalhante, pressão efetiva e umidade na ruptura seria único. De acordo com Lambe e Whitman⁽⁹⁾,

essas relações são afetadas pelo grau de pré-adensamento e para as argilas pré-adensadas essas relações se apresentam ligeiramente curvas, isto, é, para uma mesma pressão efetiva na ruptura (\bar{p}_f) a argila pré-adensada apresenta uma umidade (w_f) menor do que a argila normalmente adensada e, em consequência, uma tensão cisalhante (q_f) maior na ruptura.

No presente trabalho, compara-se argilas indeformadas com amolgadas. Para uma mesma pressão efetiva na ruptura (\bar{p}_f) a argila indeformada apresenta uma tensão cisalhante na ruptura (q_f) maior do que a argila amolgada. Partindo-se de uma mesma umidade na ruptura (w_f) a amostra indeformada apresenta uma tensão cisalhante na ruptura (q_f) maior do que a amostra amolgada.

III.3-6 - VARIAÇÃO DE \bar{A}_{rup} COM σ'_3

Na Figura III-35 apresentamos a variação do parâmetro de pressão neutra $\bar{A}_{rup} = (\Delta u / \Delta \sigma)_{rup}$ com a pressão de adensamento σ'_3 , em função dos dois critérios de ruptura; máxima diferença de tensões principais na ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}$ e relação máxima de tensões $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{máx}$.

Os resultados indicam que o \bar{A}_{rup} obtido pelo $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{máx}$ é sempre superior ao obtido por $(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}$ o que é lógico para a argila em estudo, uma vez que $(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}$ ocorre pa

ra pequenas deformações e neste caso, o acréscimo de pressão neutra desenvolvido não é máximo ($Lo^{(26)}$). Para maiores deformações Δu cresce e $(\sigma_1 - \sigma_3)$ decresce pelo fato desta argila apresentar ruptura por "pico" e como $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$ ocorre para $\epsilon_1 > 10\%$ então, o \bar{A}_{rup} é realmente maior.

A Figura III-35 carece de valores de σ'_3 menores do que 1.0Kg/cm^2 , razão pela qual não fica bem definido o valor de \bar{A}_{rup} para $0 < \sigma'_3 < 1.0\text{Kg/cm}^2$. Nota-se contudo, um aumento gradual de \bar{A}_{rup} com σ'_3 para valores menores do que 4Kg/cm^2 , praticamente estabilizando-se entre 0,7 a 0,9 para o critério $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ e 0,9 a 1,3 para o critério $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$ quando $\sigma'_3 > 4\text{Kg/cm}^2$.

Lambe e Whitman⁽⁹⁾ apresentam valores de \bar{A}_{rup} obtidos por Bjerrum em 1957, os quais variam de 0,7 a 1,3 para as argilas normalmente adensadas e saturadas ($S = 100\%$).

III.3-7 - VARIAÇÃO DA COESÃO EFETIVA c' E DO ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO ϕ' . COM A PROFUNDIDADE

A Figura III-36 mostra a variação da coesão efetiva c' e o ângulo de atrito efetivo ϕ' com a profundidade, obtidos pelo critério $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$.

Para se ter uma idéia da variação adequada de c' e ϕ' com a profundidade é necessário um número muito elevado de ensaios pois cada ponto da Figura III-36 é o resultado da envoltó

ria de resistência tangente a três círculos efetivos para os quais (σ'_1/σ'_3) é máximo. Numa amostragem por tubos Shelby's seriam necessários três Furos para se ter uma quantidade adequada de corpos-de-prova numa mesma profundidade.

O valor de ϕ' apresentou um decréscimo acentuado entre 13.0 e 16.0m (Figura III-36) e de acordo com Kenney (1959), o ângulo de atrito efetivo decresce com a plasticidade (Referência citada por Lambe e Whitman⁽⁹⁾, pág. 307), como mostrado na Figura III-37. Em função dos pontos obtidos isto pode ser verificado, isto é, a 13.0m para um I.P. = 36% temos um $\phi' = 31^\circ$ e a 16.0m com um IP = 61% o $\phi' = 24^\circ$.

III.3-8 - COMPARAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA HIPERBÓLICA COM A RESISTÊNCIA MOBILIZADA

A formulação matemática proposta por Kondner⁽²⁷⁾ mostrou que as curvas tensão-deformação para vários solos podem ser aproximada razoavelmente bem, por uma hipérbole.

A Figura III-38 apresenta a relação entre as resistências máximas mobilizadas e as duas resistências teóricas, que são assíntotas às curvas teóricas enunciadas no ítem III.3-2, observando que há uma estreita concordância entre as duas formulações pelos valores das resistências teóricas, muitas vezes coincidentes.

Segundo Kondner⁽²⁷⁾, a relação entre a resistência mobilizada na ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ e a resistência hiperbólica $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}} = 1/b$, denominada de R_f é um valor inferior à unidade.

A Figura III-39 mostra os gráficos tensão-deformação transformados $(\epsilon_1 / \sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_1$ e neles indicados os pontos correspondentes a 70 e 95% da tensão desvio máxima desenvolvida no ensaio e os pontos correspondentes a 1 e 3% de deformação axial ϵ_1 . Observa-se que para esses corpos-de-prova obtidos a 13.0m de profundidade, não há diferença entre os pontos escolhidos no traçado da curva teórica. Obteve-se assim, os correspondentes módulos tangentes iniciais e o valor de $R_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}} / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}}$ entre 0,7 a 0,98 sendo que segundo Wong e Duncan⁽²⁸⁾ para a maioria dos solos o valor de R_f se situa entre 0,5 a 0,9.

III.3-9 - VARIAÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL COM A PRESSÃO DE ADENSAMENTO

Com o intuito de verificar a influência da pressão confinante no módulo tangente inicial à curva tensão-deformação, plotou-se num gráfico duplo-logaritmico, os valores dos E_i como mostrado na Figura III-40.

De acordo com Wong e Duncan⁽²⁸⁾, a dependência dos níveis de tensões é representada pela variação do E_i e

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ com a pressão de adensamento. Para todos os solos, exceto para os saturados e ensaiados sob condições "não-adensada não drenada", o aumento da pressão de adensamento resulta no aumento da sua resistência e, portanto os valores de E_i e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ crescem com o aumento da pressão de adensamento.

A variação de E_i com a pressão de adensamento pode ser expressa através de uma equação sugerida por Janbu:

$$E_i = K \cdot p_a \left[\sigma_3 / p_a \right]^n \quad (\text{III-13})$$

onde K é um módulo chamado de "Módulus Number" e n um expoente, sendo ambos adimensionais; p_a é a pressão atmosférica introduzida nesta equação para conversão de um sistema de unidades para outro conveniente. Os valores de K e n são os mesmos para quaisquer sistemas de unidades enquanto que as unidades de E_i são as mesmas de p_a .

Analisando a Figura III-40 observa-se que os E_i obtidos em corpos-de-prova de 13.0m de profundidade e extraídos dos Shelby's de 4" de diâmetro são maiores do que os de 3" de diâmetro. Os motivos podem ser:

- nos ensaios oedométricos verificamos que as amostras dos Shelby's de 4" são menos perturbadas do que as do de 3". Daí, moldando-se corpos-de-prova de mesmo diâmetro, por exemplo $\phi = 2"$, os extraídos dos Shelby's de 4" deverão apresentar logicamente um maior E_i (Lambe e Whitman⁽⁹⁾).

- acontece que os corpos-de-prova dos Shelbies de 4" não foram de 2" de diâmetro e sim de 1,4". Essa redução de diâmetros pode não justificar uma melhor qualidade mas, normalmente o número de defeitos decresce quando o diâmetro do corpo-de-prova também decresce.

Comparando os resultados de 13.0m com os de 16.0m partindo das mesmas condições, isto é, mesmo diâmetro de amostragem (4") e dos corpos-de-prova (1.4"), verifica-se um decréscimo dos E_i . À medida que aprofundamos, isto é, cerca de 15.0 e 16.0m os resultados obtidos na Análise Granulométrica e nos Índices de Consistência mostram um acréscimo da % de argila e consequentemente do I.P. (Figuras I-7 e I-8). Conforme Lambe e Whitman⁽⁹⁾, quanto mais plástico for o solo, mais compressível ele se torna e menores serão os módulos tensão-deformação obtidos.

Os resultados dos E_i obtidos, de 16.0m, em corpos-de-prova indeformados e amolgados com iguais diâmetros dos corpos-de-prova mostram a influência do amolgamento no módulo tangente inicial. Com o acréscimo da pressão de adensamento, a tendência é de se verificar um comportamento único para essas argilas pouco pré-adensadas e amolgadas que é o das normalmente adensadas. Isto é mostrado pelo valor de n , que para as argilas indeformadas é igual a 0,38 e para as amolgadas 0,64.

III.3-10 - COMPORTAMENTO INELÁSTICO

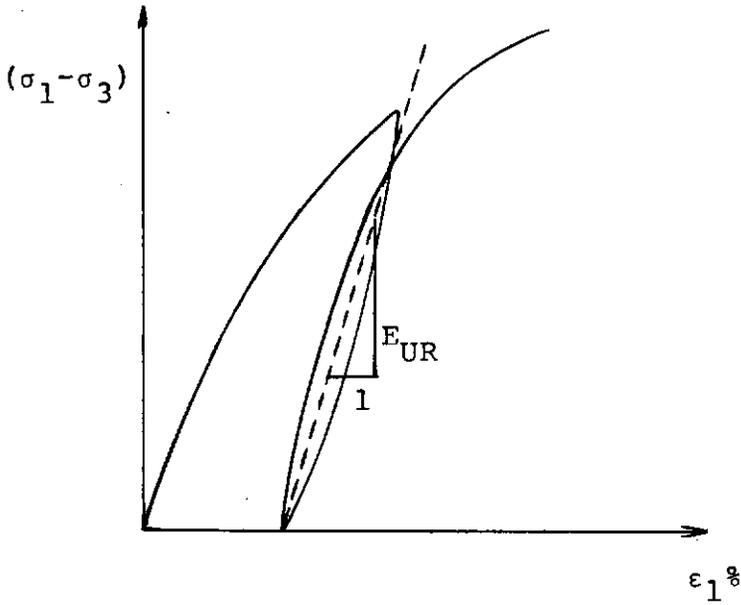
Esse comportamento é representado pelo uso de valores diferentes dos módulos de elasticidade para descarregamento e recarregamento.

Se durante o ensaio triaxial, a amostra é submetida a um descarregamento, a curva tensão-deformação segue uma trajetória totalmente diferente à do carregamento primário (Figuras III-14, III-15 e III-16). Com um subsequente recarregamento a curva tensão-deformação segue praticamente a mesma trajetória do descarregamento até que atinja um valor da tensão desvio ainda não aplicado na amostra.

Nota-se que as deformações que ocorrem durante o carregamento primário são parcialmente recuperadas no descarregamento.

Numa representação hiperbólica da curva tensão - deformação, o comportamento do solo é considerado como linear e elástico e daí adota-se para o módulo de elasticidade (E_{UR}) o valor dado pela expressão:

$$E_{UR} = K_{UR} p_a \left[\frac{\sigma_3}{p_a} \right]^n \quad (\text{III-14})$$



E_{UR} - módulo de elasticidade para carregamento e recarregamento

O valor de K_{UR} é o "Modulus Number" para descarregamento-carregamento e segundo Wong e Duncan⁽²⁸⁾, seu valor é sempre maior do que K .

Nos resultados obtidos para a argila mole da Rua Uruguaiana, o valor de K_{UR} foi sempre menor do que K , uma vez que os módulos de elasticidade E_{UR} sempre foram menores do que o E_i (Tabela III-5), contrariando o usualmente obtido por diversos pesquisadores em que se tem o módulo tangente inicial (E_i) menor do que o módulo de descarregamento recarregamento (E_{UR}).

TABELA III-5

PROFUND. (m)	AMOSTRA (Nº)	σ'_3 (Kg/cm ²)	E_{i2} (Kg/cm ²)	n	$(E_{UR})_1$ (Kg/cm ²)	$(E_{UR})_2$ (Kg/cm ²)	$(E_{UR})_3$ (Kg/cm ²)	K_{UR} médio	K_v	$(K_{UR})_{médio}$ K
13:0	2-2	2.0	480		252	147	89	94		0.35
	2-1	4.0	752	0.80	508	458	303	140	270	0.52
	2-3	6.0	1230		636	387	230	100		0.37
15.0	4-2	1.0	182		129	85	78	97		0.51
	4-1	1.5	280	0.87	-	-	-	-	190	-
	4-3	2.0	323		214	116	75	74		0.39
16:0	5-2	2.0	470	0.80	235	133	87	87		0.32
	5-1	4.0	774		338	189	118	71	270	0.26

S - 1 AM 1-2 $\sigma_3^1 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
 11.00m AM 1-1 $\sigma_3^1 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$

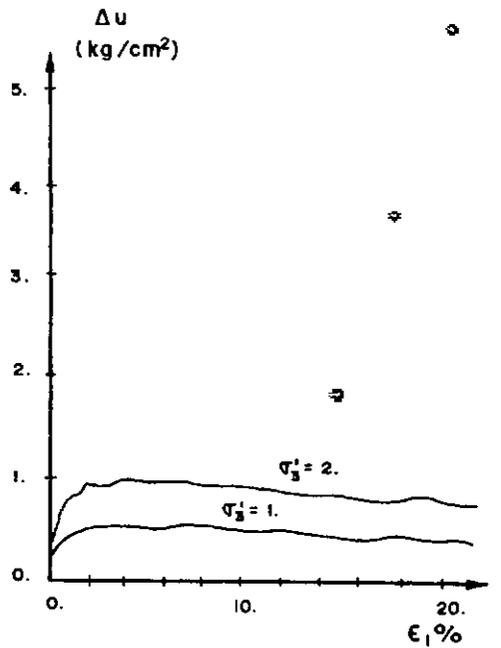
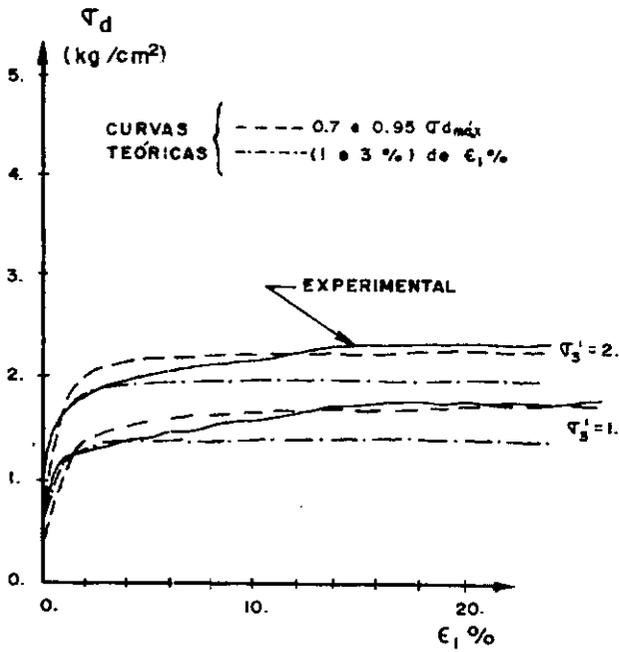
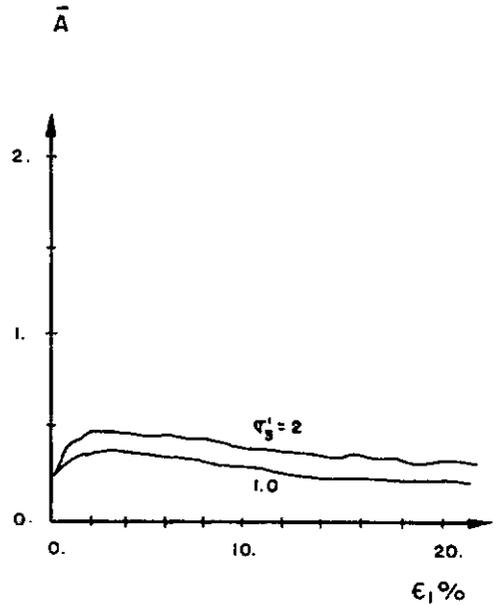
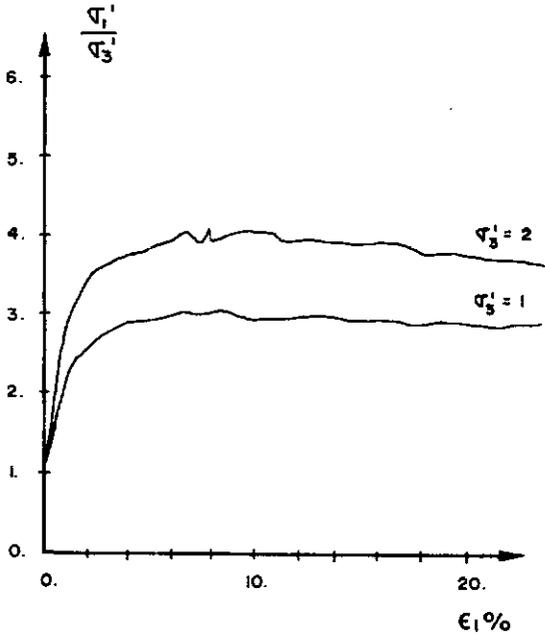
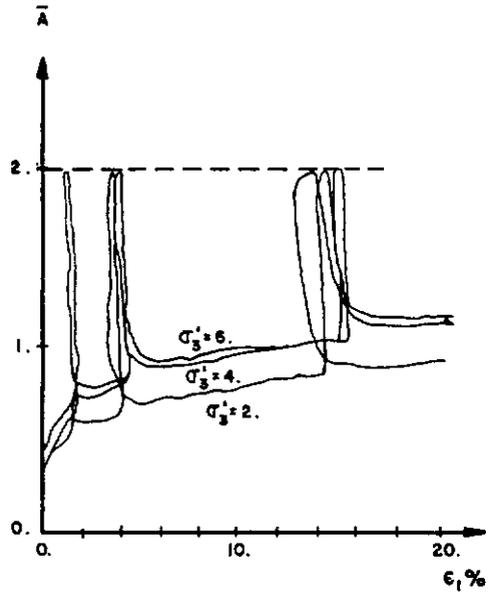
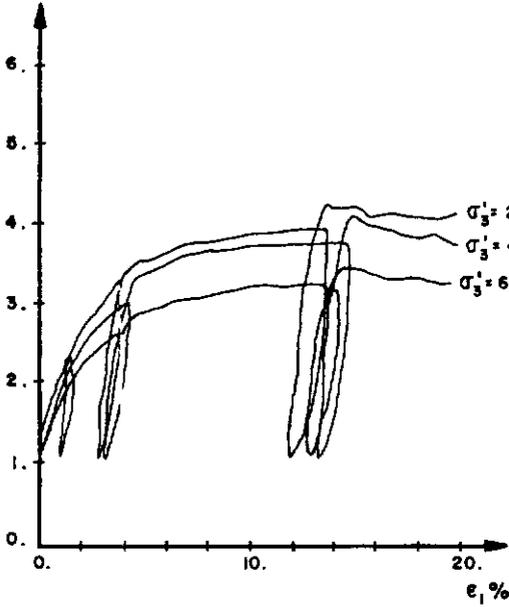


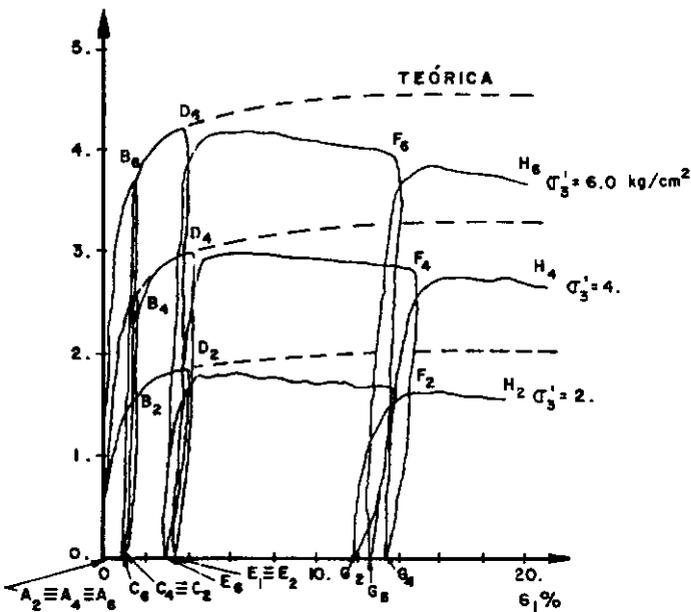
FIG. III - 13 - ENSAIO TRIAXIAL ADENSADO ISOTROPICAMENTE NÃO - DRENADO COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO NEUTRA (CIÛ)

S - 1 AM 2-2 $\sigma'_3 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
 13.00m AM 2-1 $\sigma'_3 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$
 AM 2-3 $\sigma'_3 = 6.0 \text{ kg/cm}^2$

σ'_1 / σ'_3



σ_d (kg/cm²)



Δu (kg/cm²)

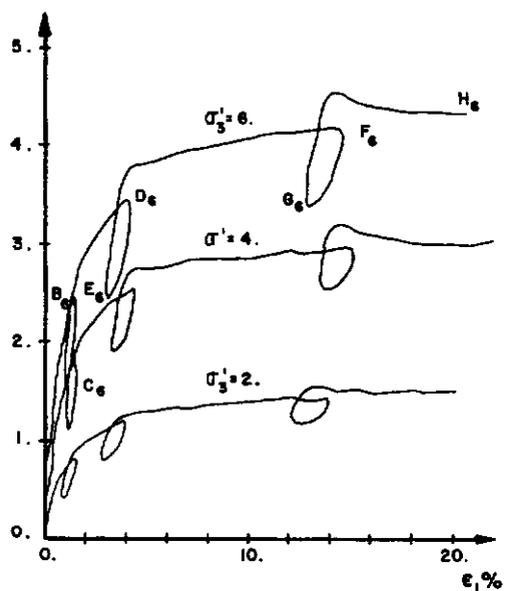


FIG. III - 14 ENSAIO TRIAXIAL ADENSADO ISOTROPICAMENTE NÃO-DRENADO COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO NEUTRA (CIŪ)

S - | AM 4-2 $\sigma'_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
 15.00m AM 4-1 $\sigma'_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$
 AM 4-3 $\sigma'_3 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$

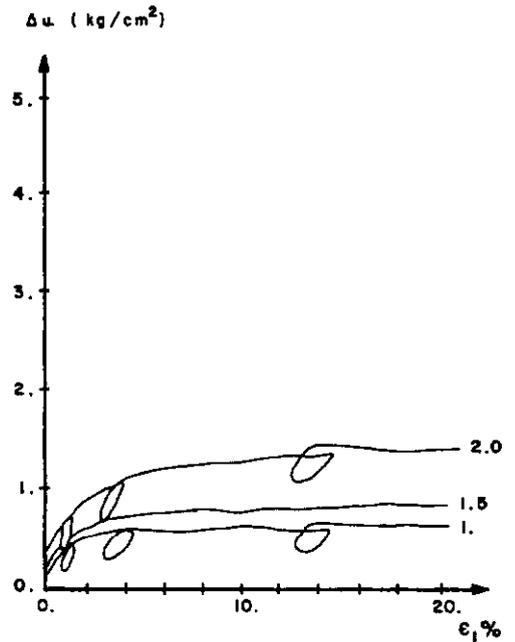
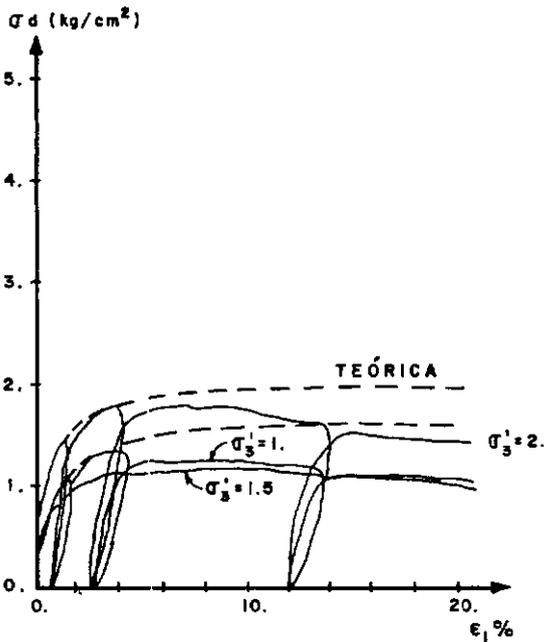
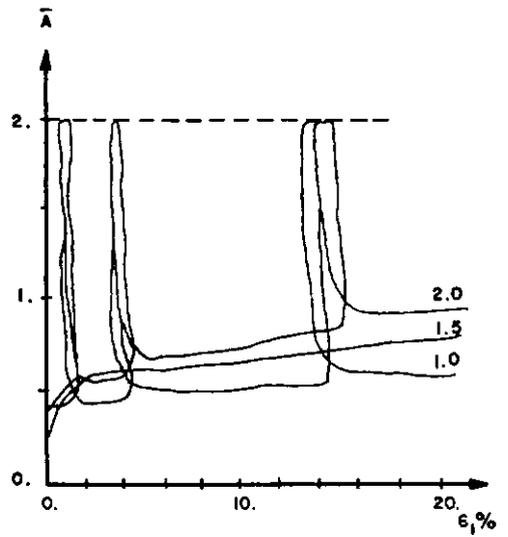
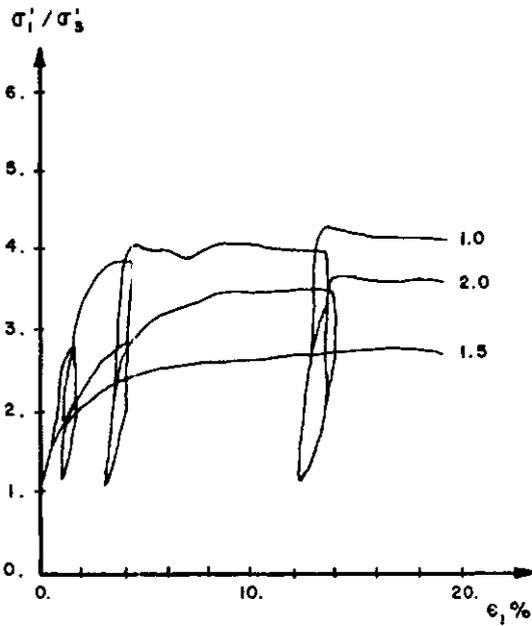


FIG. III - 15 ENSAIO TRIAXIAL ADENSADO ISOTROPICAMENTE NÃO - DRENADO COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO NEUTRA (CIŪ)

S - I AM 5-2 $\sigma_3' = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
 16.00m AM 5-1 $\sigma_3' = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

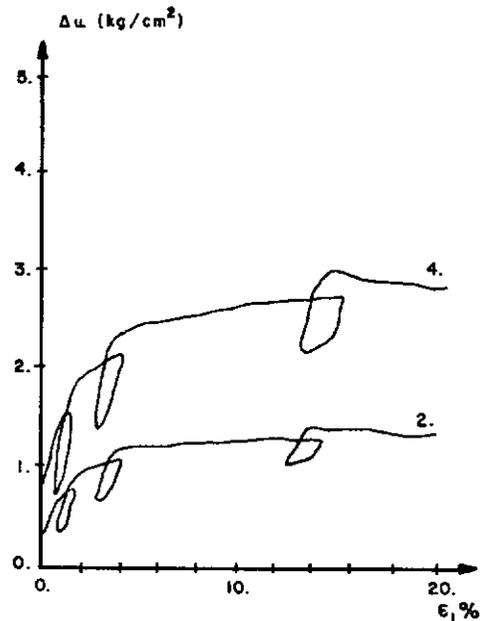
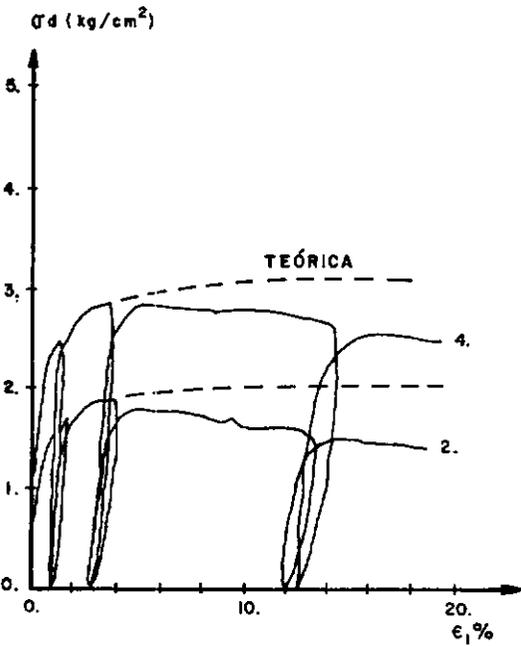
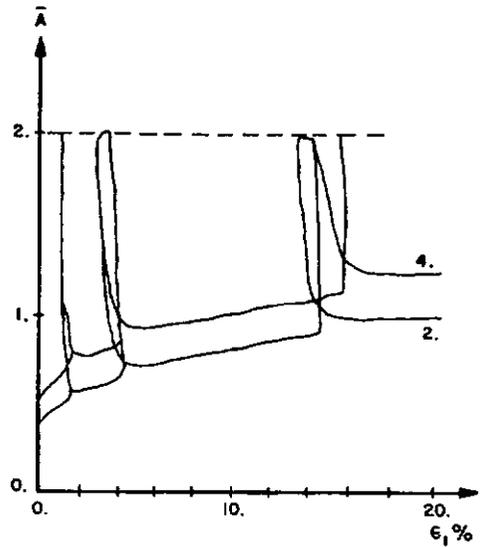
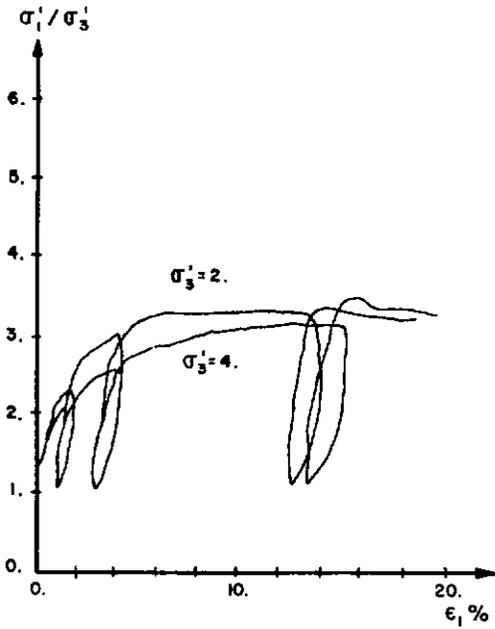


FIG. III - 16 ENSAIO TRIAXIAL ADENSADO ISOTROPICAMENTE NÃO-DRENADO COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO NEUTRA (CIŪ)

	AM 3 - 2	$\sigma_3' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
S - 2	AM 3 - 1	$\sigma_3' = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
13.00 m	AM 3 - 3	$\sigma_3' = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

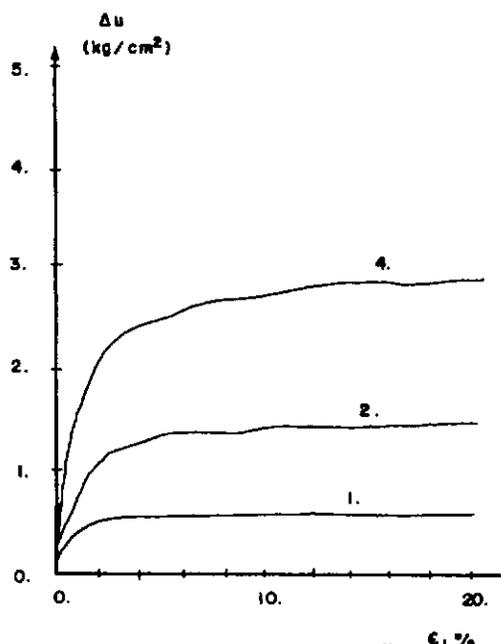
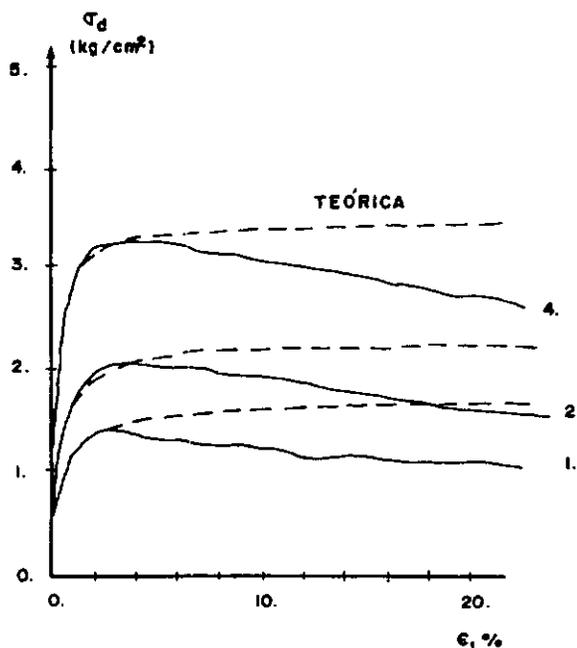
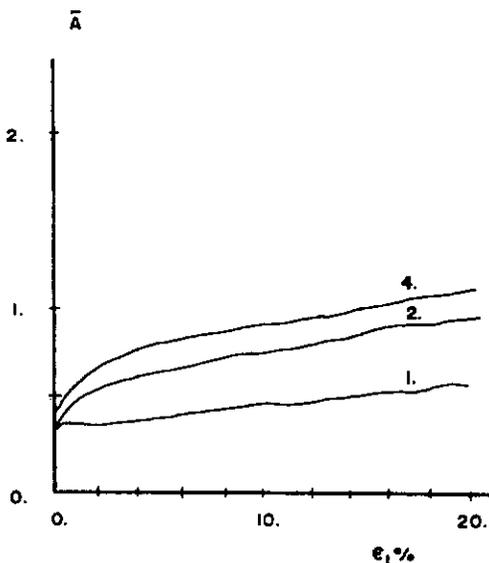
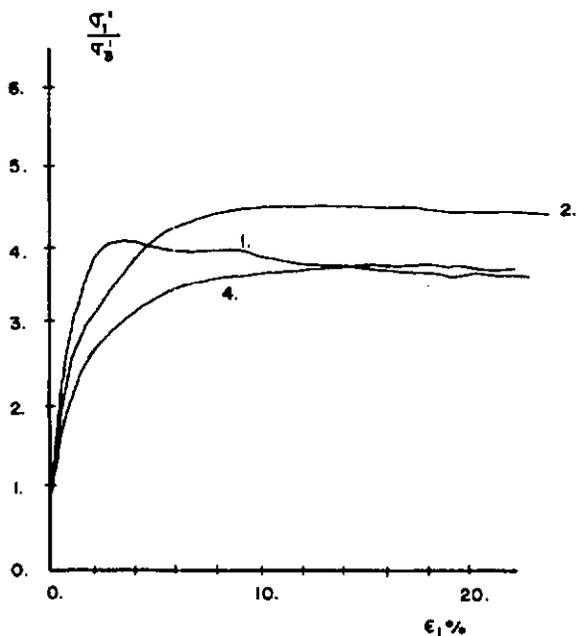


FIG. III - 17 - ENSAIO TRIAXIAL ADENSADO ISOTROPICAMENTE NÃO - DRENADO COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO NEUTRA (CIÛ)

	AM 6 - 2	$\sigma'_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
S - 2	AM 6 - 1	$\sigma'_3 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
16.00m	AM 6 - 3	$\sigma'_3 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

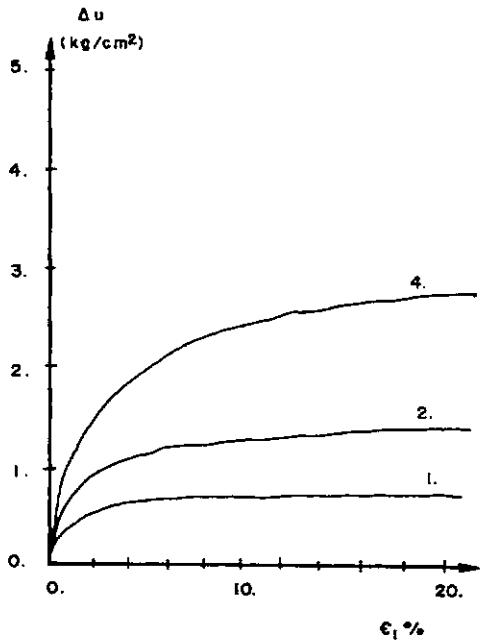
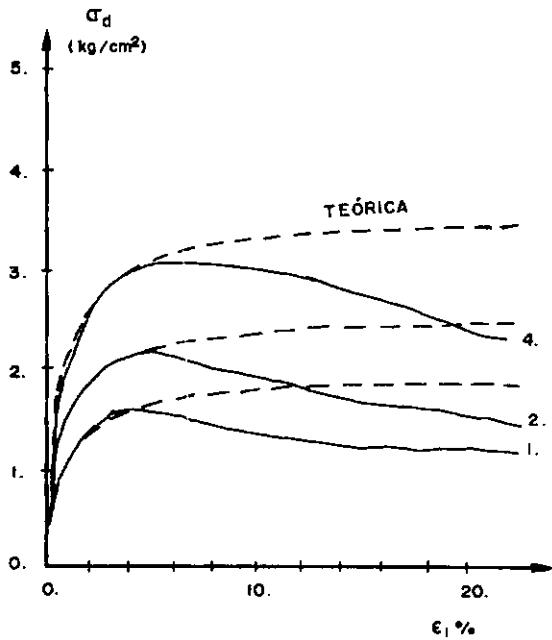
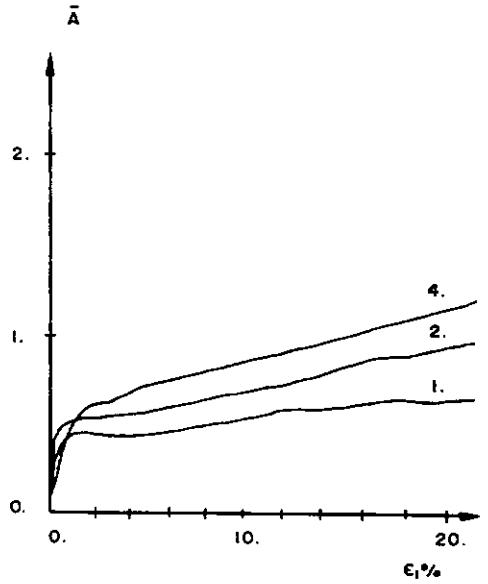
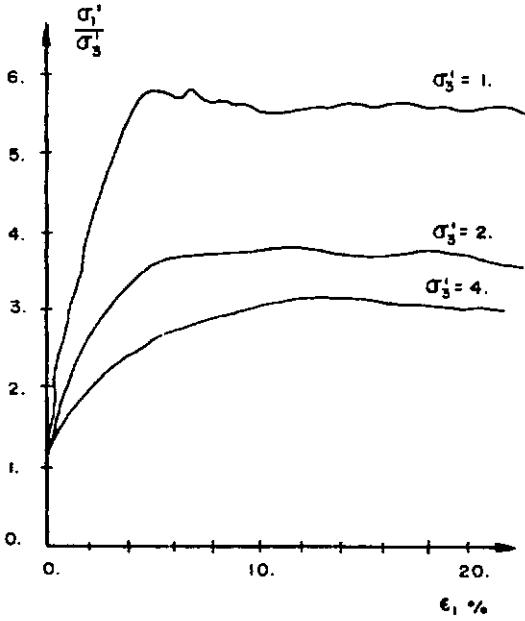


FIG. III - 18 ENSAIO TRIAXIAL ADENSADO ISOTROPICAMENTE NÃO-DRENADO COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO NEUTRA (CIÜ)

S - 2 A6 6-2 $\sigma_3^i = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
 16.00m A6 6-1 $\sigma_3^i = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
 A6 6-3 $\sigma_3^i = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

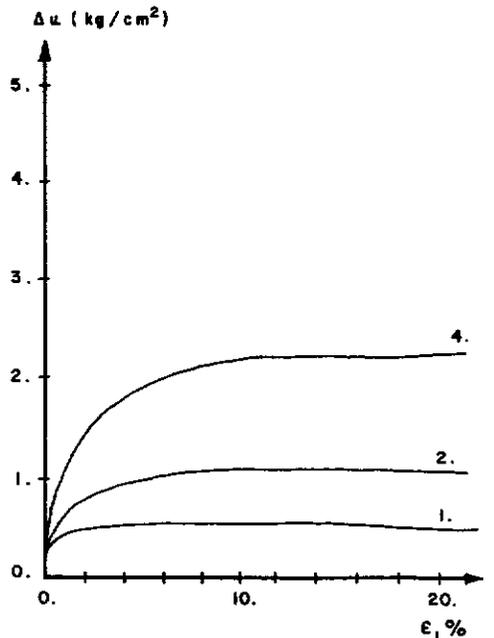
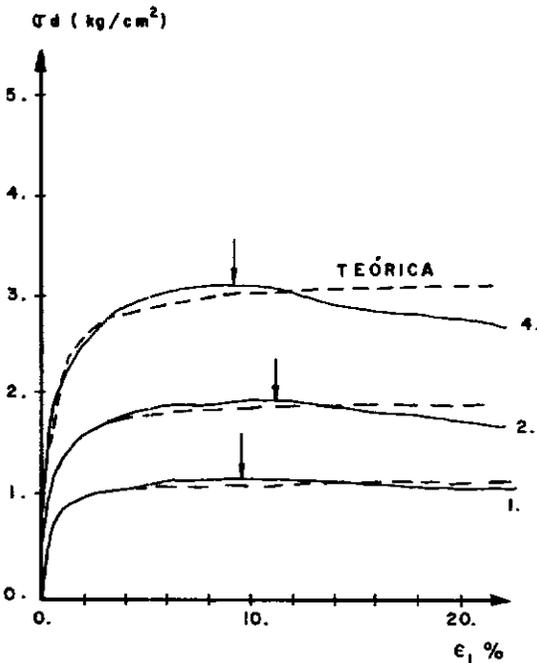
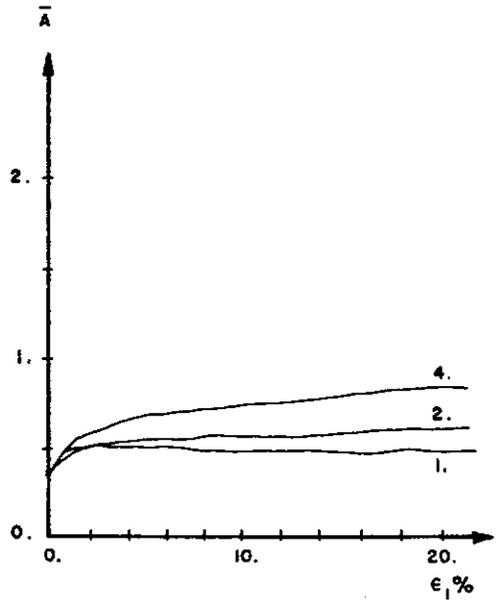
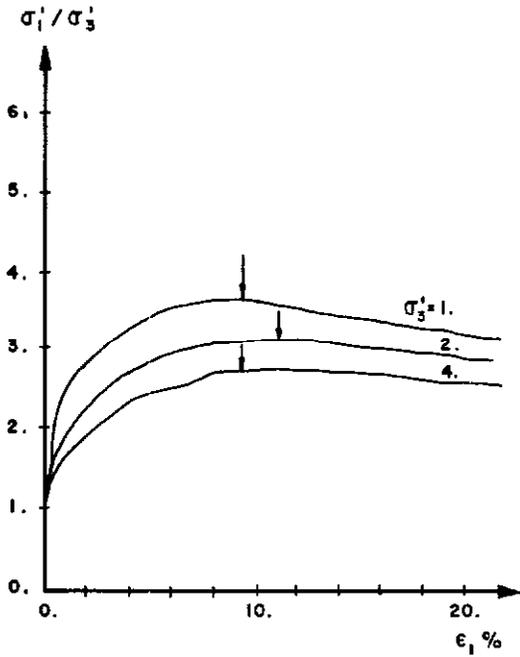
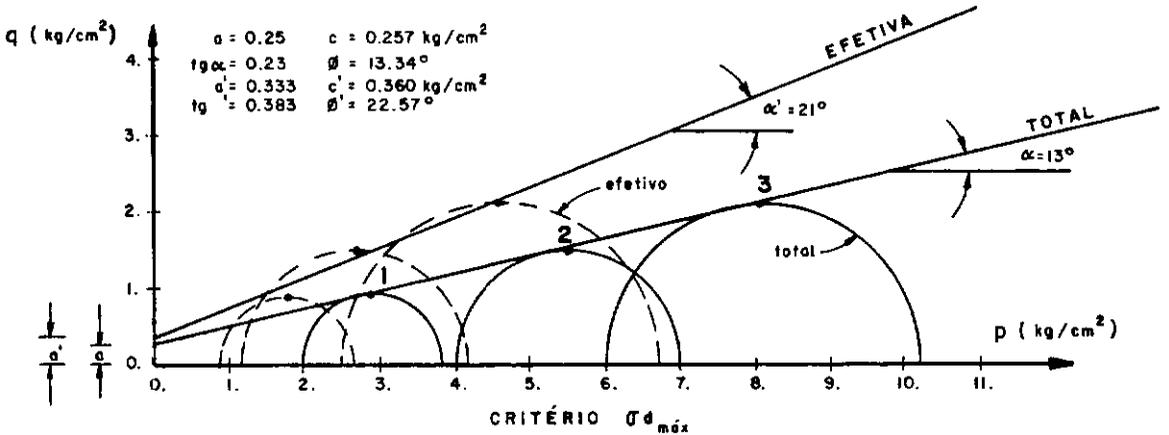


FIG. III - 19 ENSAIO TRIAXIAL ADENSADO ISOTROPICAMENTE
 NÃO - DRENADO COM MEDIÇÃO DE PRESSÃO NEUTRA
 (CIŪ)

AMOSTRA Nº	σ_3' kg/cm ²	$\sigma_{d\text{máx}}$ kg/cm ²	(σ_1'/σ_3') kg/cm ²	$\sigma_1 + \sigma_3/2$ kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3/2$ kg/cm ²	$\sigma_1' + \sigma_3'/2$ kg/cm ²	$\sigma_1' - \sigma_3'/2$ kg/cm ²	Δu kg/cm ²
2-2	2.0	1.840	3.245	2.92	0.92	1.74	0.92	1.779
2-1	4.0	3.025	3.583	5.51	1.51	2.68	1.51	2.828
2-3	6.0	4.216	2.655	8.10	2.10	4.65	2.10	3.453



AMOSTRA Nº	σ_3' kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	(σ_1'/σ_3') máx	$\sigma_1 + \sigma_3/2$ kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3/2$ kg/cm ²	$\sigma_1' + \sigma_3'/2$ kg/cm ²	$\sigma_1' - \sigma_3'/2$ kg/cm ²	Δu kg/cm ²
2-2	2.	1.546	4.23	2.772	0.773	1.251	0.773	1.521
2-1	4.	2.668	4.06	5.333	1.334	2.204	1.33	3.129
2-3	6.	3.768	3.47	7.883	1.884	3.406	1.88	4.477

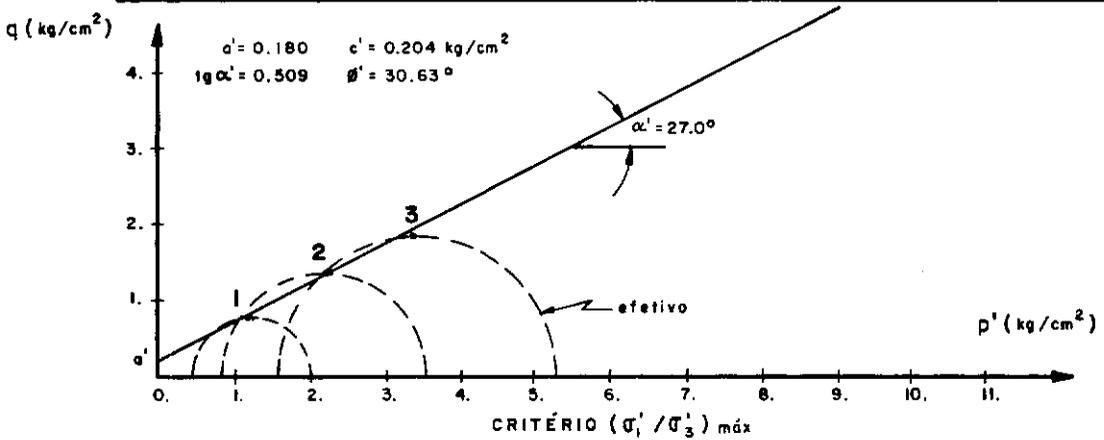


FIG III - 20

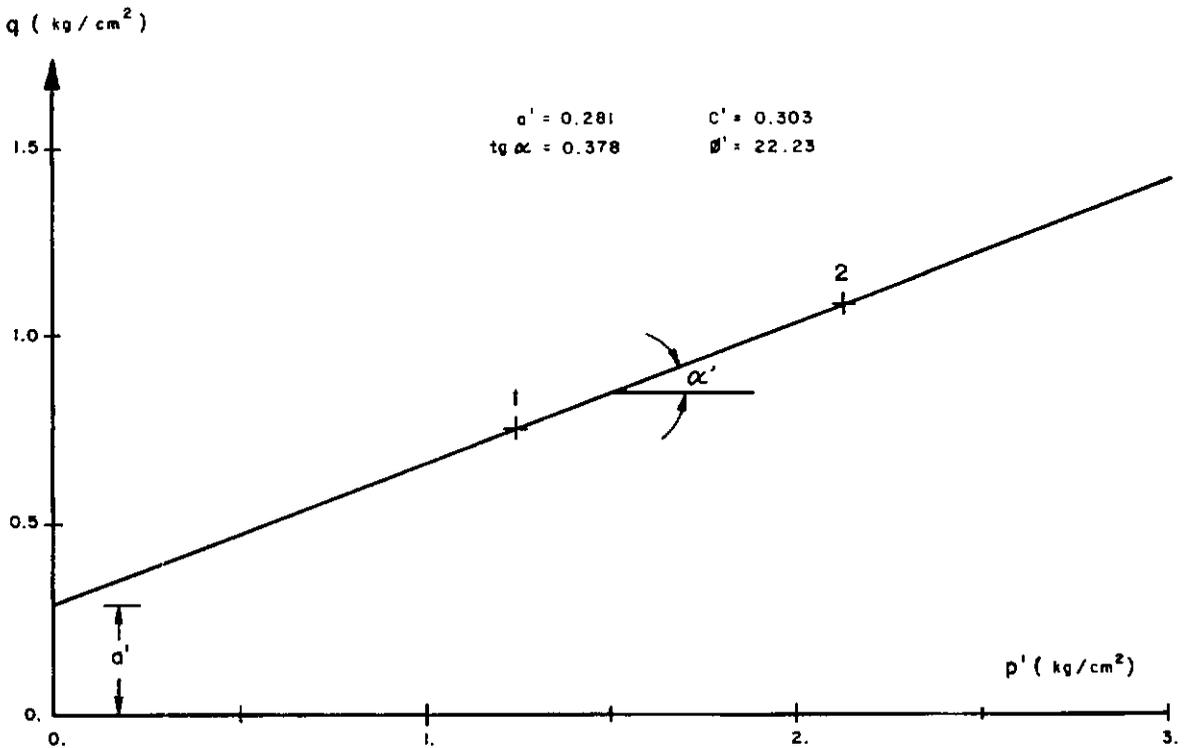
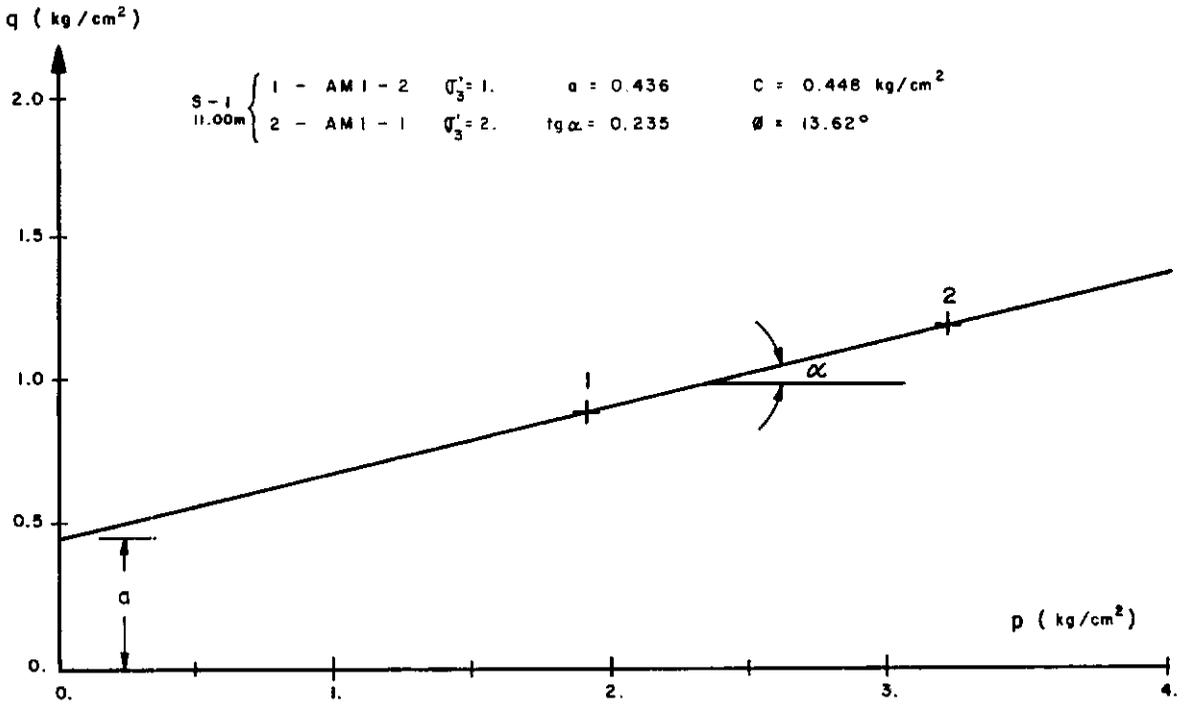


FIG. III - 21 DIAGRAMA DE LAMBE PARA OBTENÇÃO DE "C" e "φ"

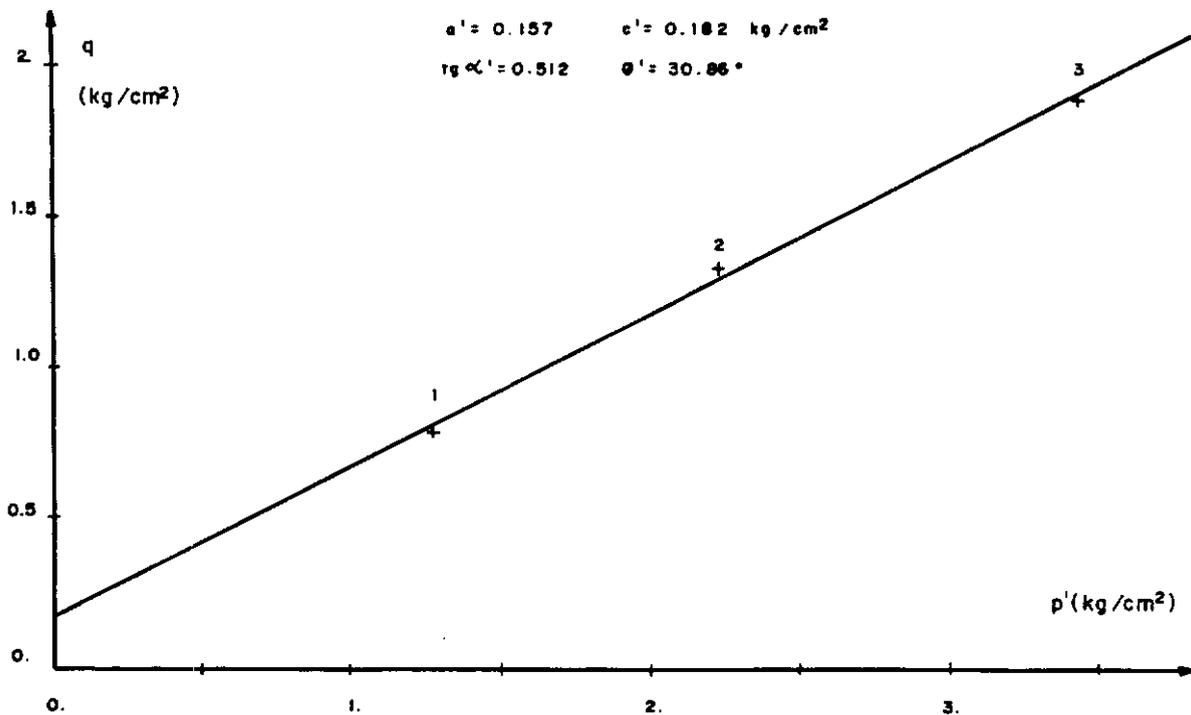
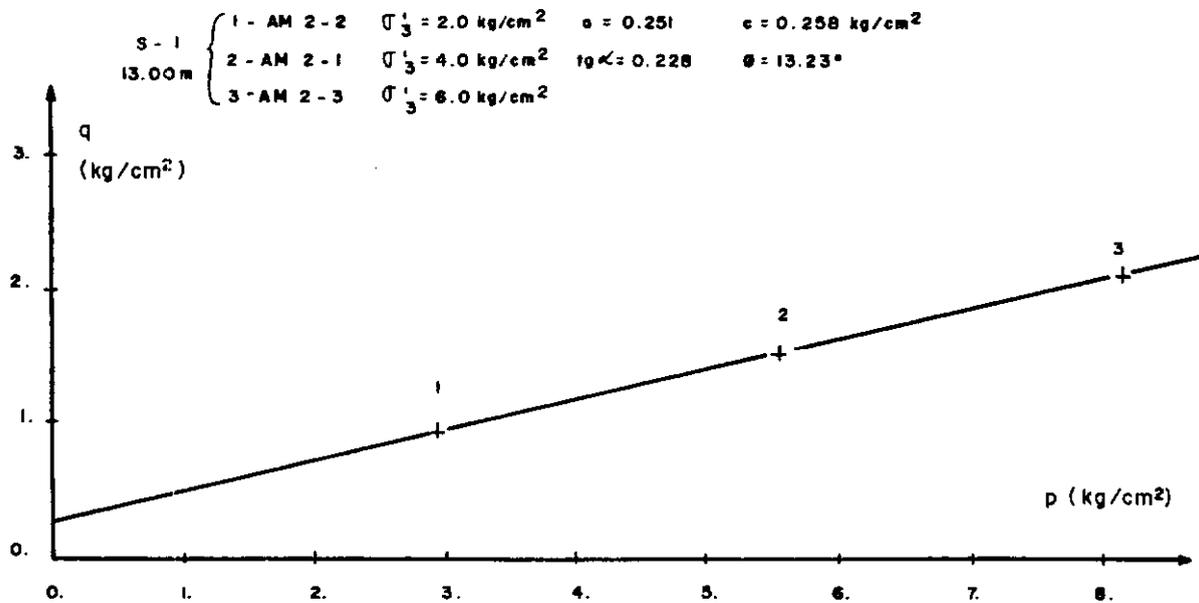


FIG. III - 22 - DIAGRAMA DE LAMBE PARA OBTENÇÃO DE "c" e "θ".

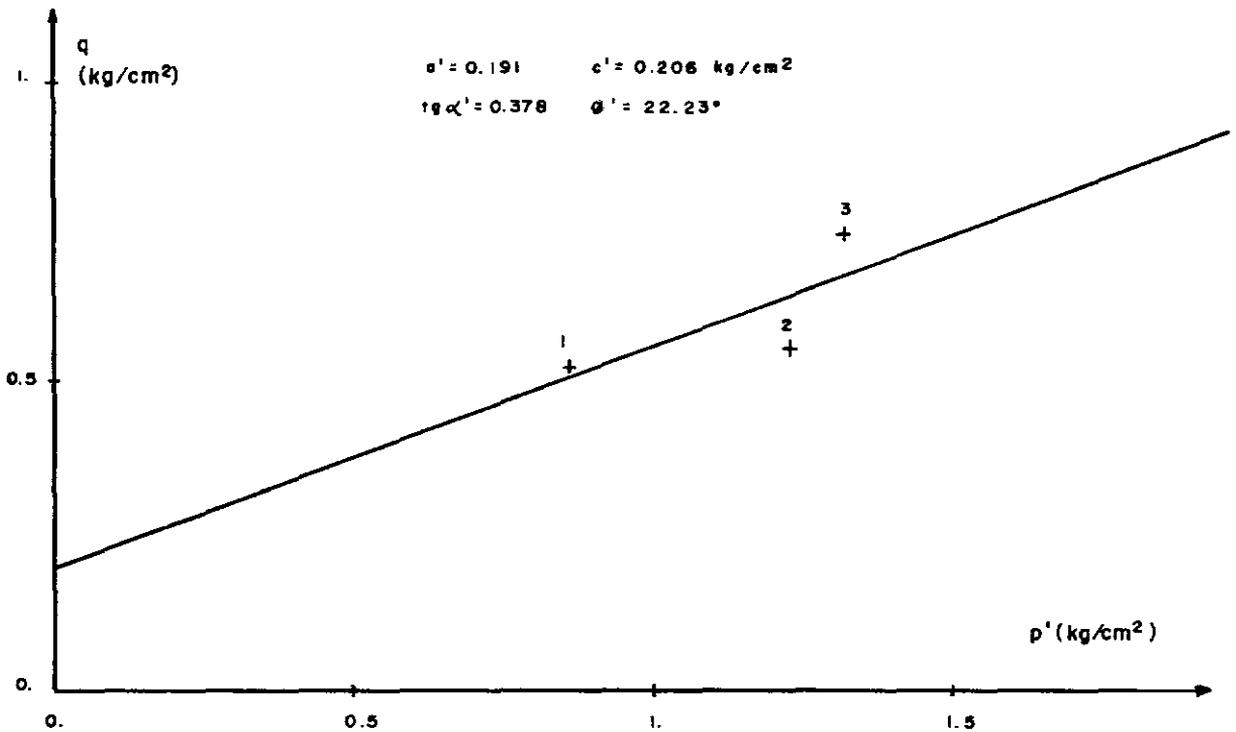
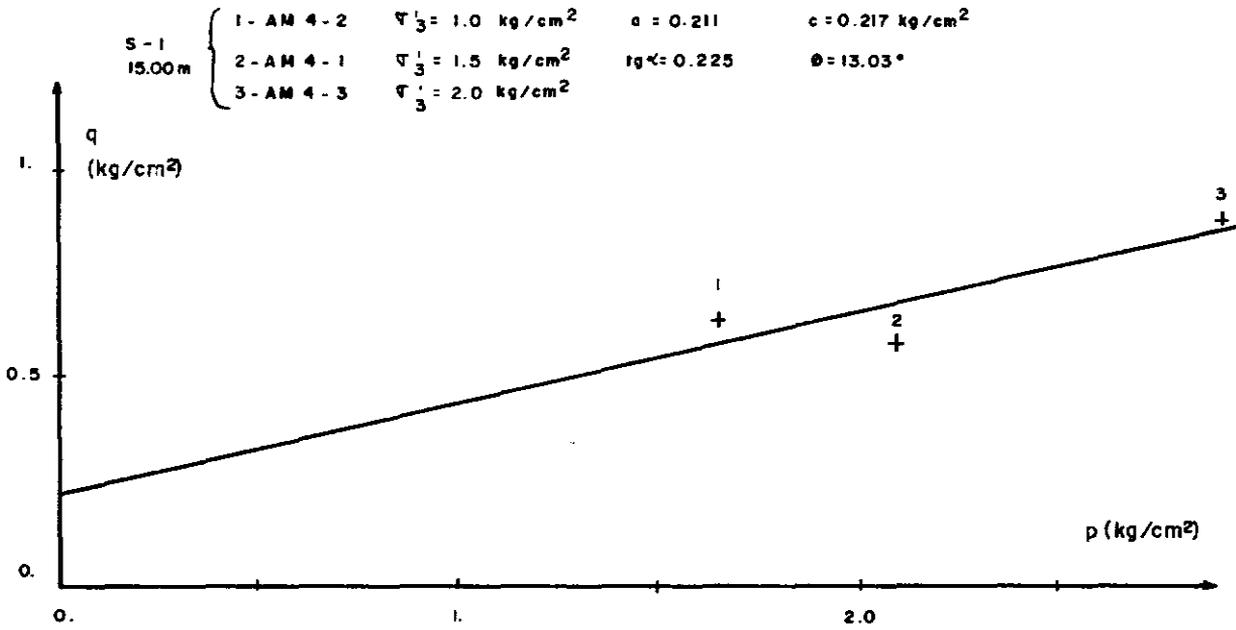


FIG. III - 23 - DIAGRAMA DE LAMBE PARA OBTENÇÃO DE "c" e "θ".

S-1
18.00m

{	1 - AM 5-2	$\sigma'_3 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$	$a = 0.329$	$c = 0.336$
	2 - AM 5-1	$\sigma'_3 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$	$\text{tg } \alpha = 0.197$	$\theta = 11.41^\circ$

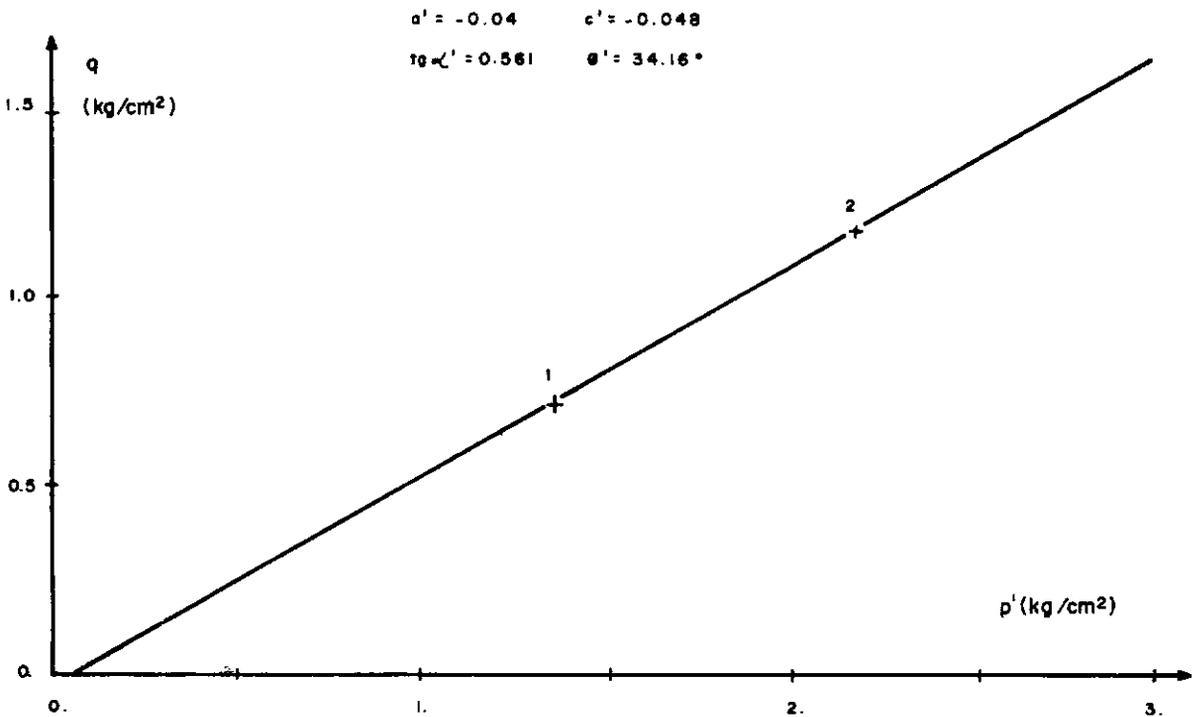
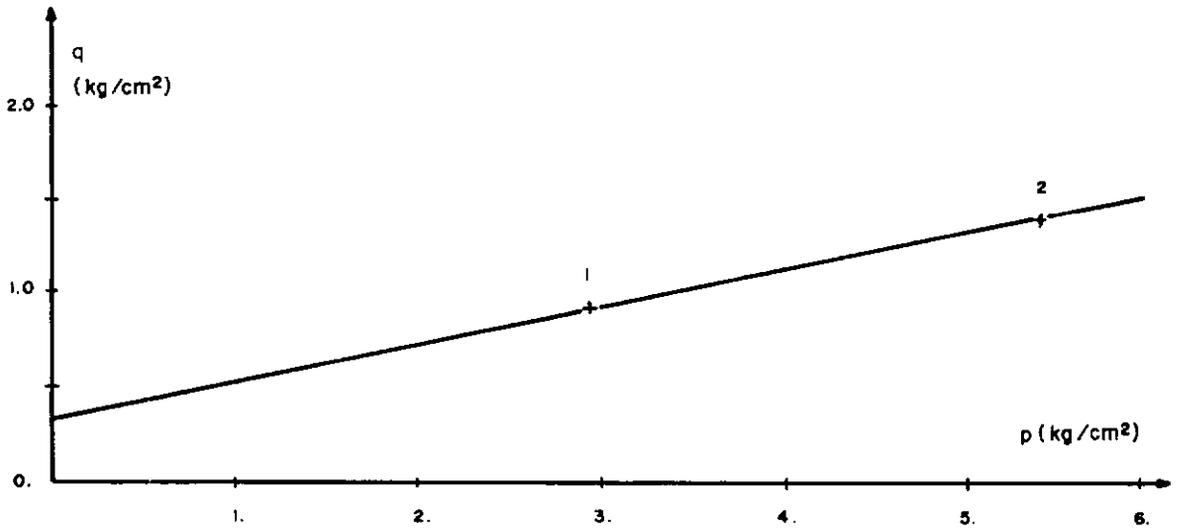


FIG. III - 24 - DIAGRAMA DE LAMBE PARA OBTENÇÃO DE "c" e " θ ".

S - 2
13.00 m

1 - AM 3 - 2	$\tau_3^1 = 1.$	$a = 0.316$	$c = 0.325 \text{ kg/cm}^2$
2 - AM 3 - 1	$\tau_3^1 = 2.$	$\text{tg} \alpha = 0.235$	$\theta = 13.6^\circ$
3 - AM 3 - 3	$\tau_3^1 = 4.$		

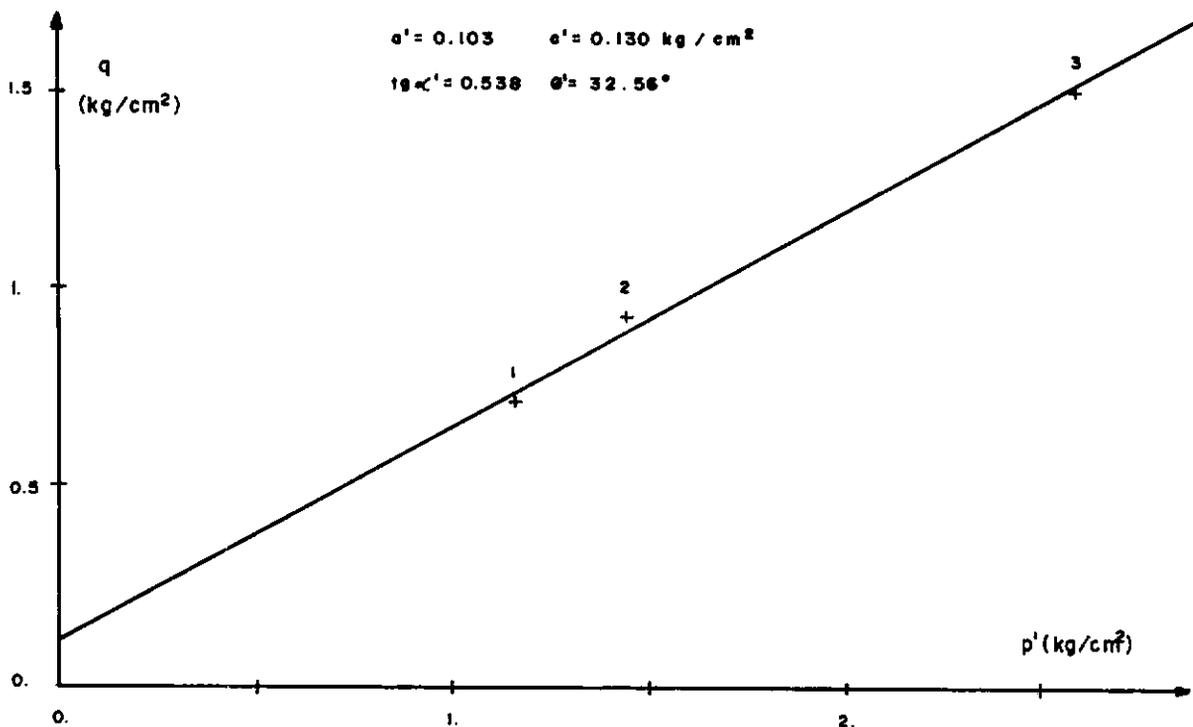
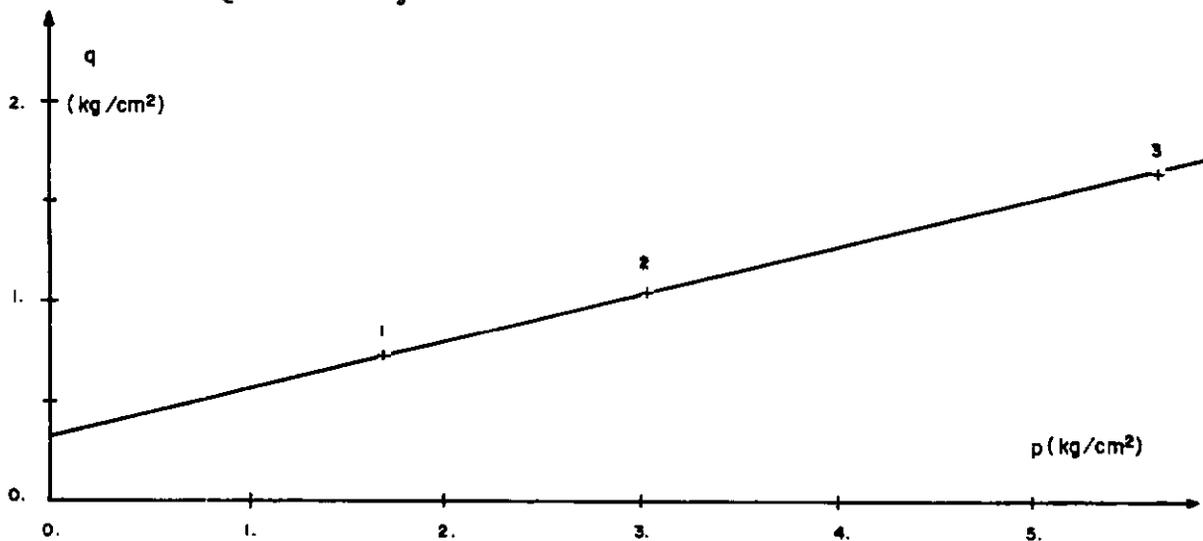


FIG. III - 25 - DIAGRAMA DE LAMBE PARA OBTENÇÃO DE "c" e "θ".

- 1 - AM 6-2 $\sigma_3^1 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ $a = 0.451$ $c = 0.459 \text{ kg/cm}^2$
- 2 - AM 6-1 $\sigma_3^2 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ $\text{tg}\alpha = 0.184$ $\theta = 11.21^\circ$
- 3 - AM 6-3 $\sigma_3^3 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

S - 2
16.00 m

- 1' - AG 6-2 $\sigma_3^1 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ $a = 0.237$ $c = 0.244 \text{ kg/cm}^2$
- 2' - AG 6-1 $\sigma_3^2 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ $\text{tg}\alpha = 0.239$ $\theta = 13.83^\circ$
- 3' - AG 6-3 $\sigma_3^3 = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

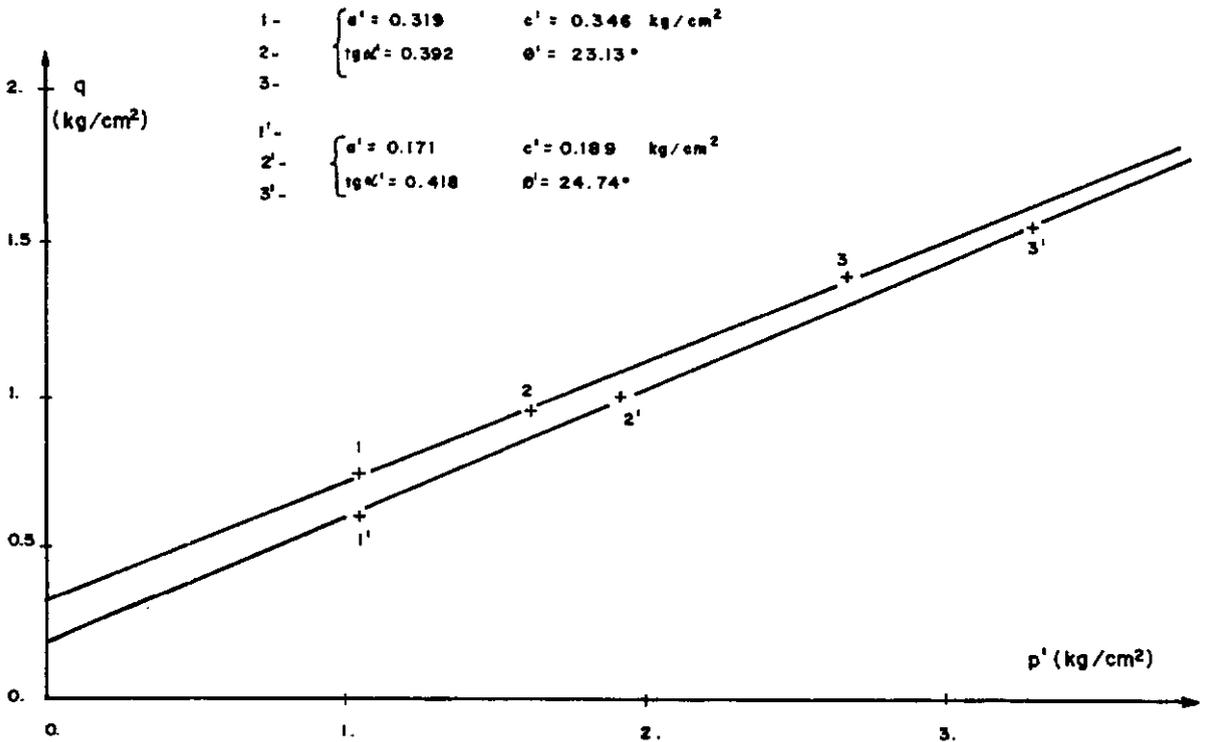
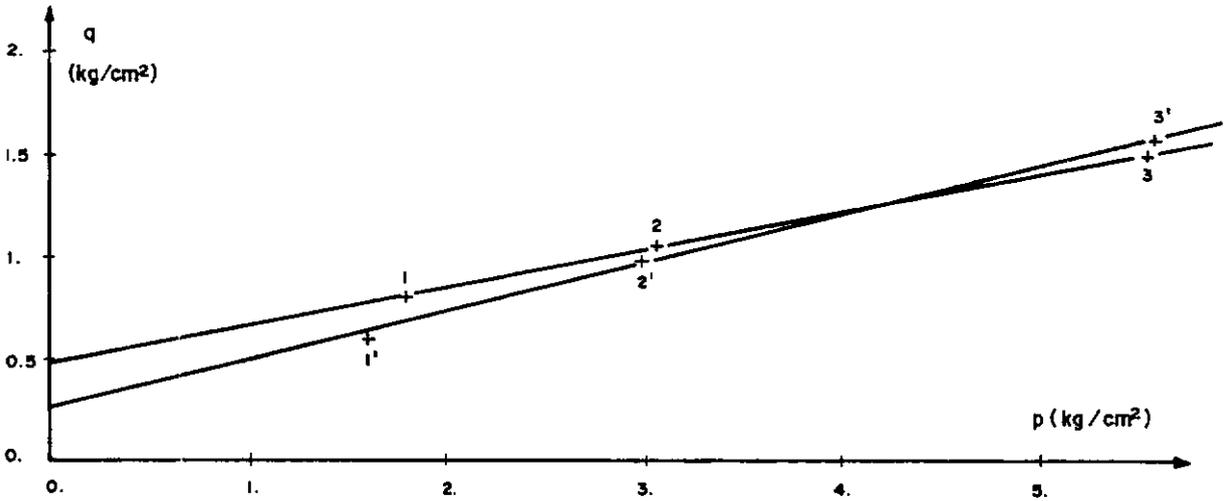


FIG. III - 26 - DIAGRAMA DE LAMBE PARA OBTENÇÃO DE "c" e "θ".

$$q = \sigma_d / 2 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

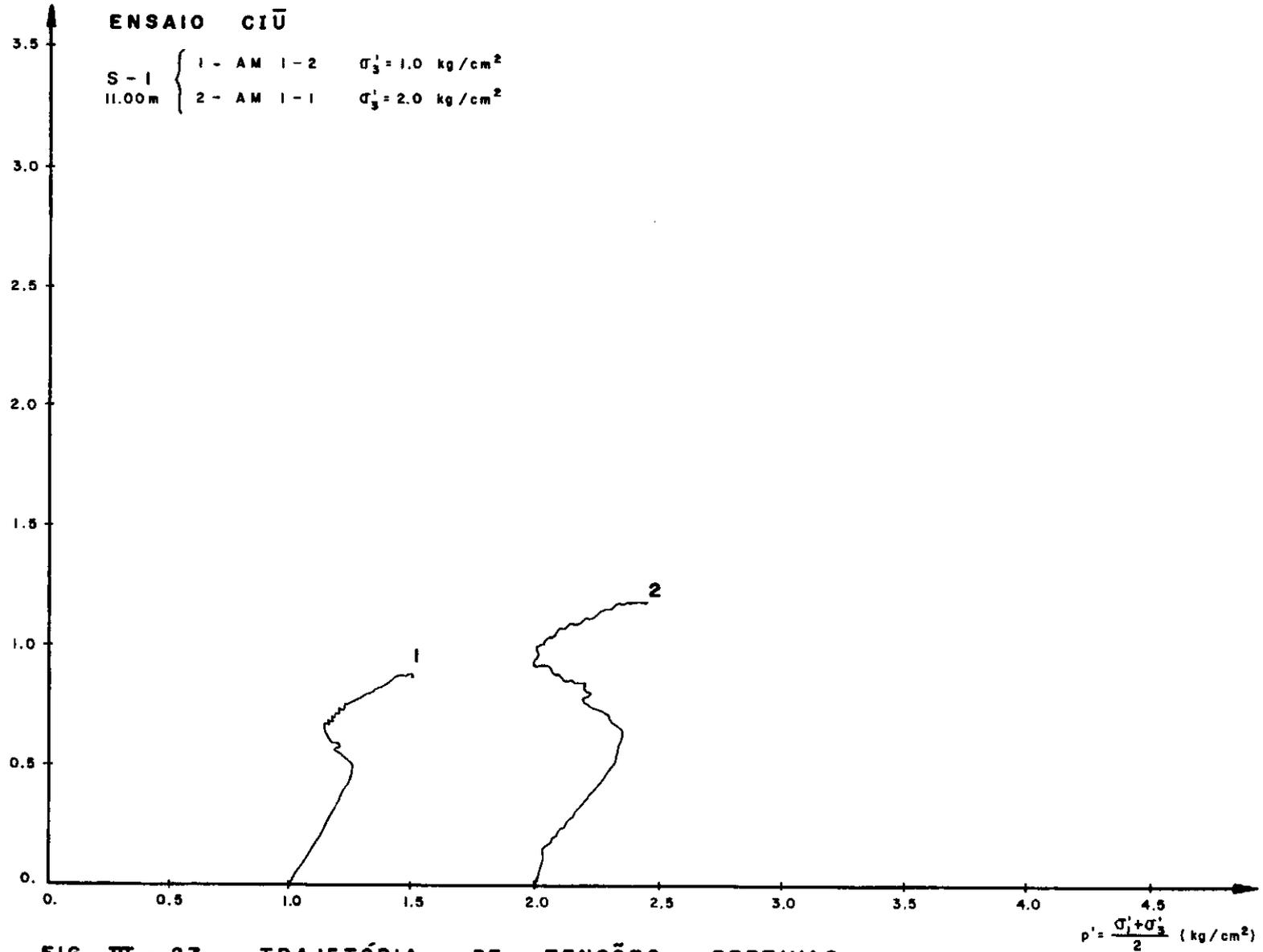


FIG. III - 27 TRAJETÓRIA DE TENSÕES EFETIVAS

$$q = \frac{\sigma_d}{2} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

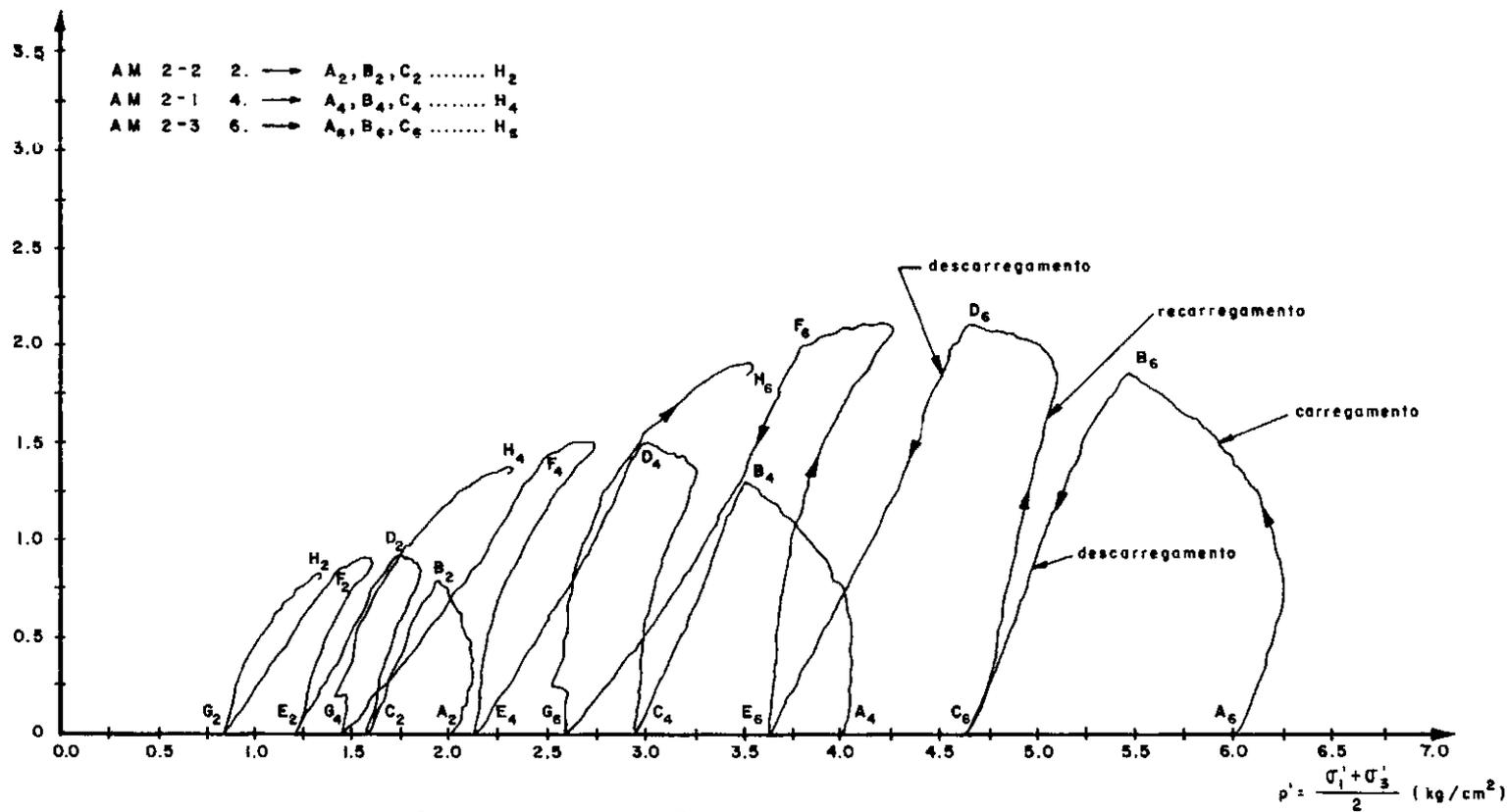
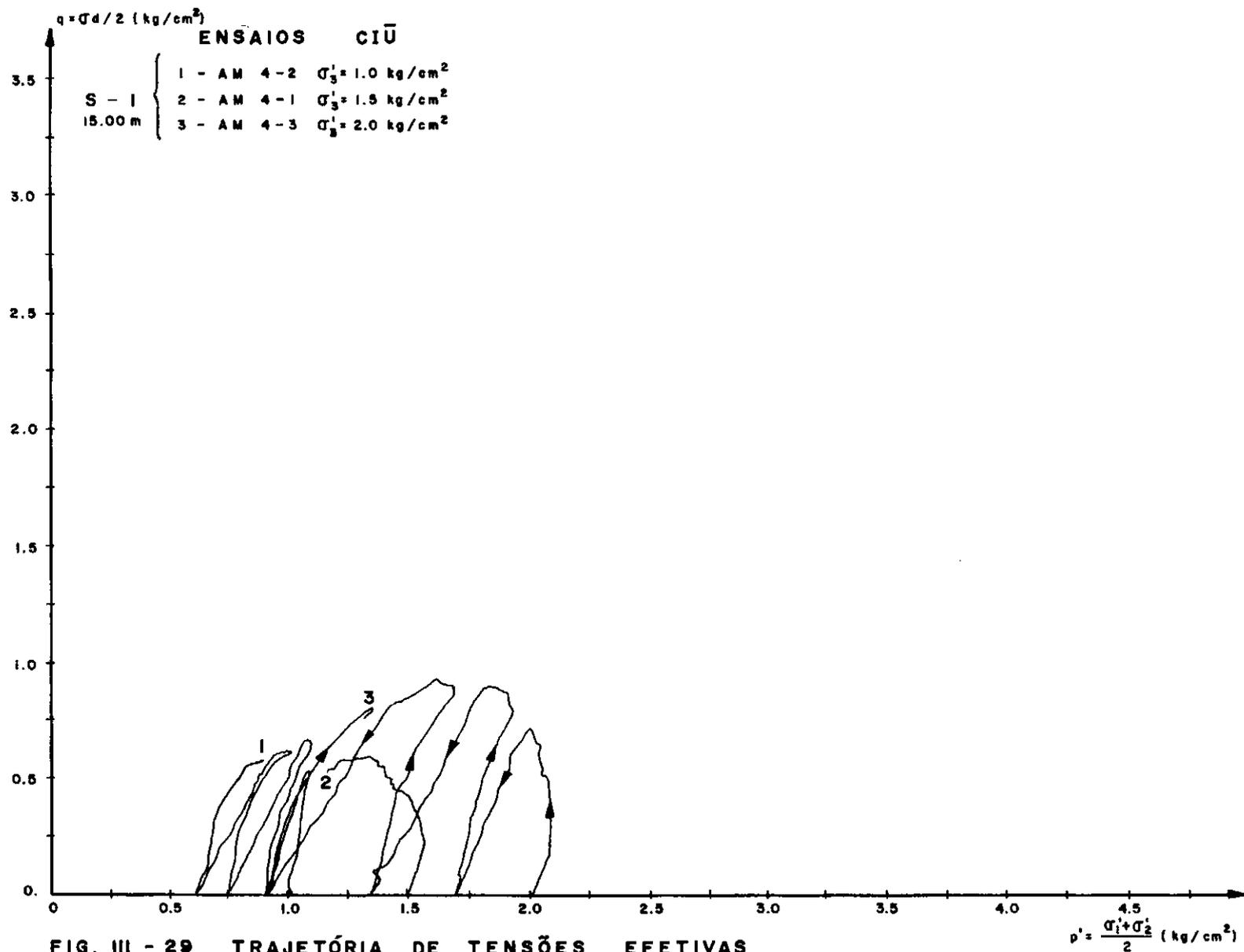
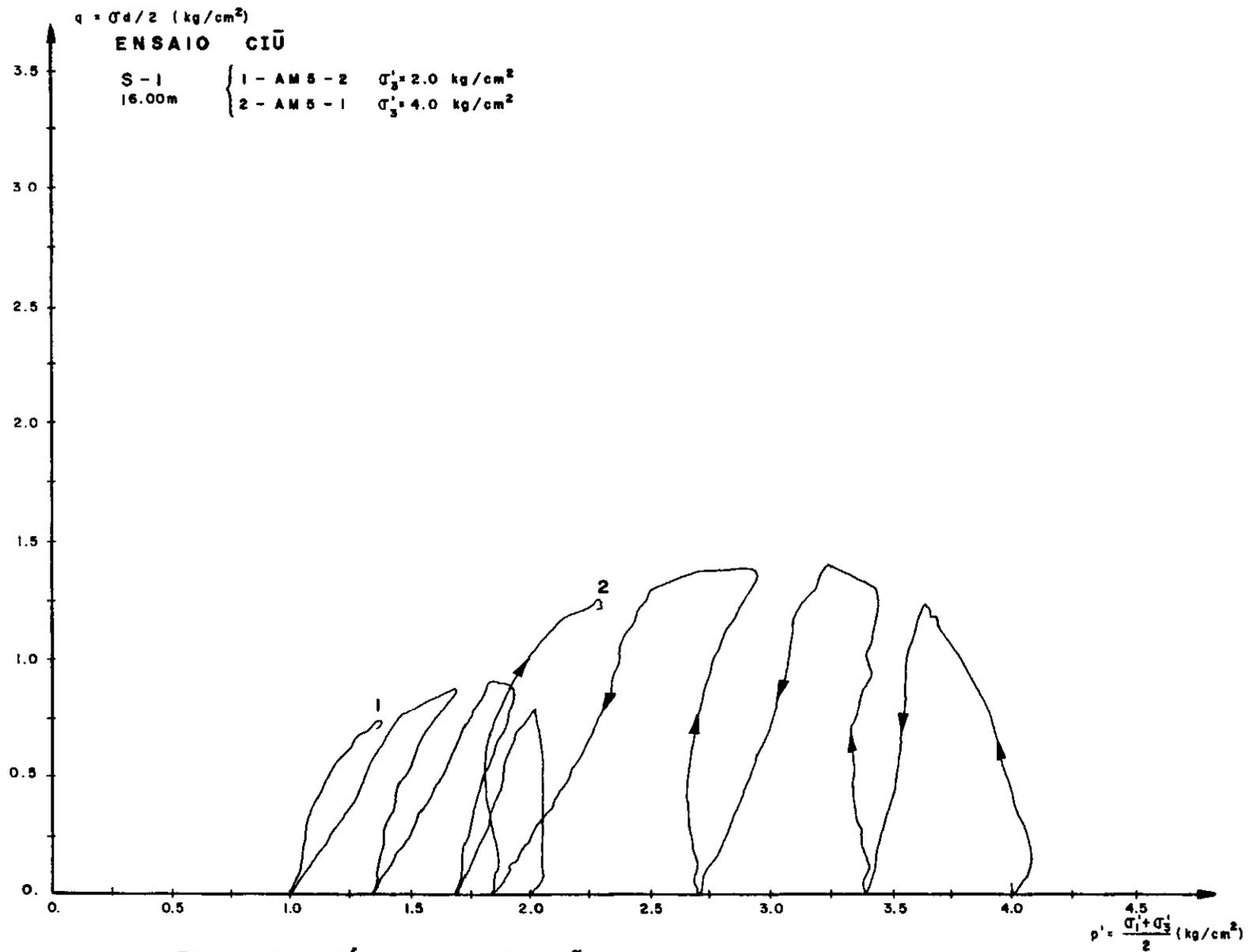


FIG. III - 28 TRAJETÓRIA DE TENSÕES EFETIVAS
ENSAIOS CIŪ

S - I 13.00 m	AM 2-2	$\sigma_3^i = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
	AM 2-1	$\sigma_3^i = 4.0 \text{ kg/cm}^2$
	AM 2-3	$\sigma_3^i = 6.0 \text{ kg/cm}^2$





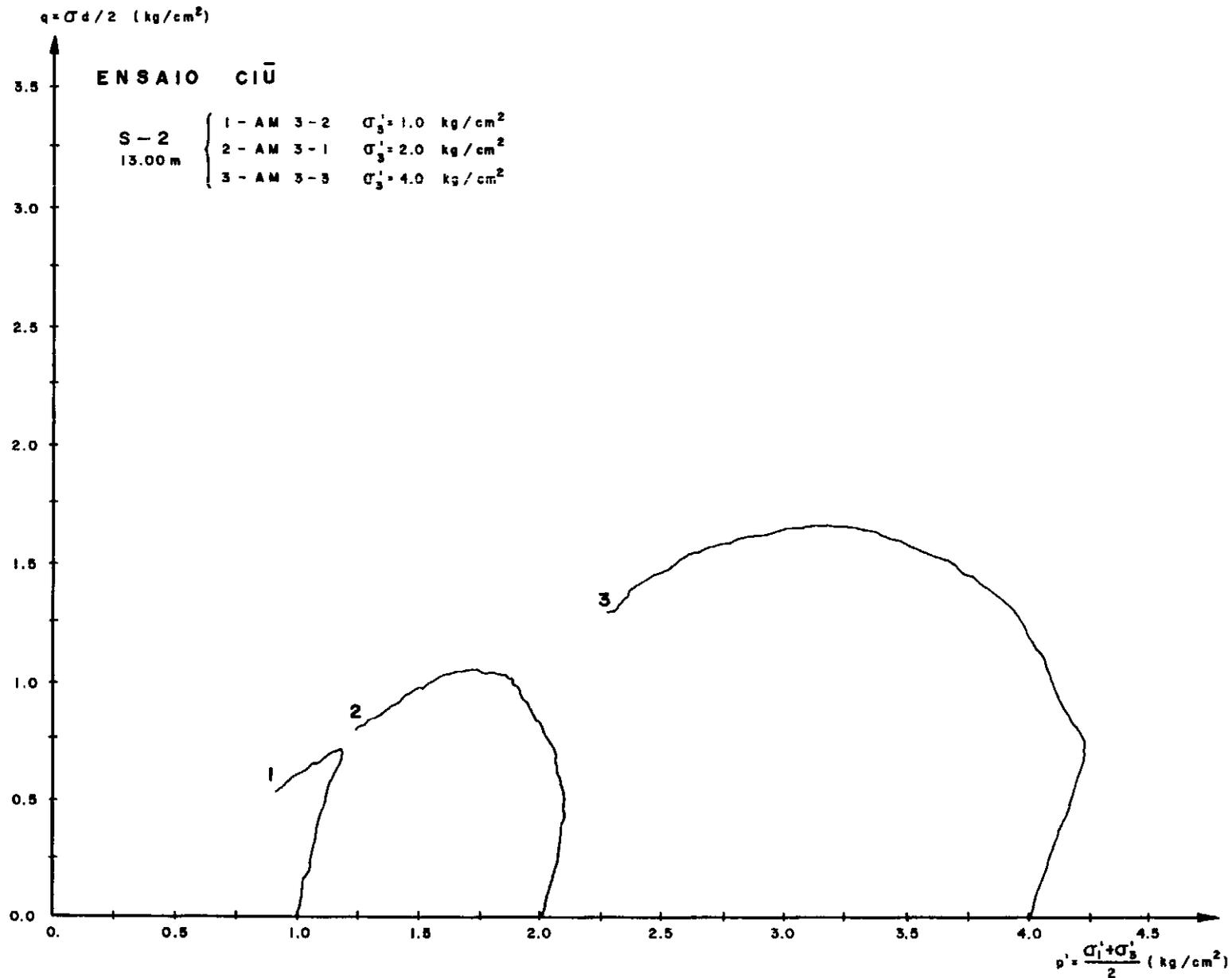


FIG. III - 31 TRAJETÓRIA DE TENSÕES EFETIVAS

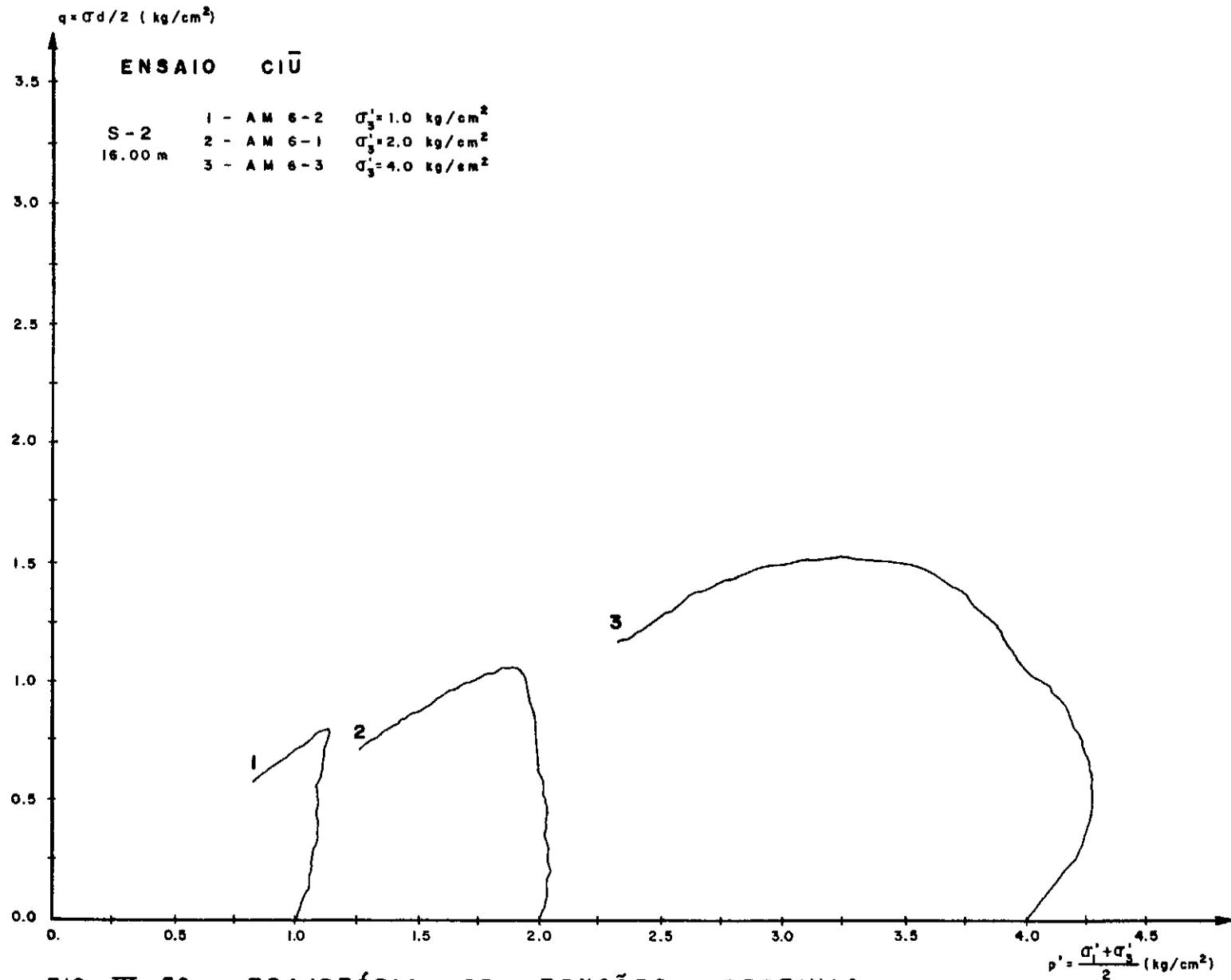


FIG. III-32 TRAJETÓRIA DE TENSÕES EFETIVAS

$$q = \frac{\sigma_d}{2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

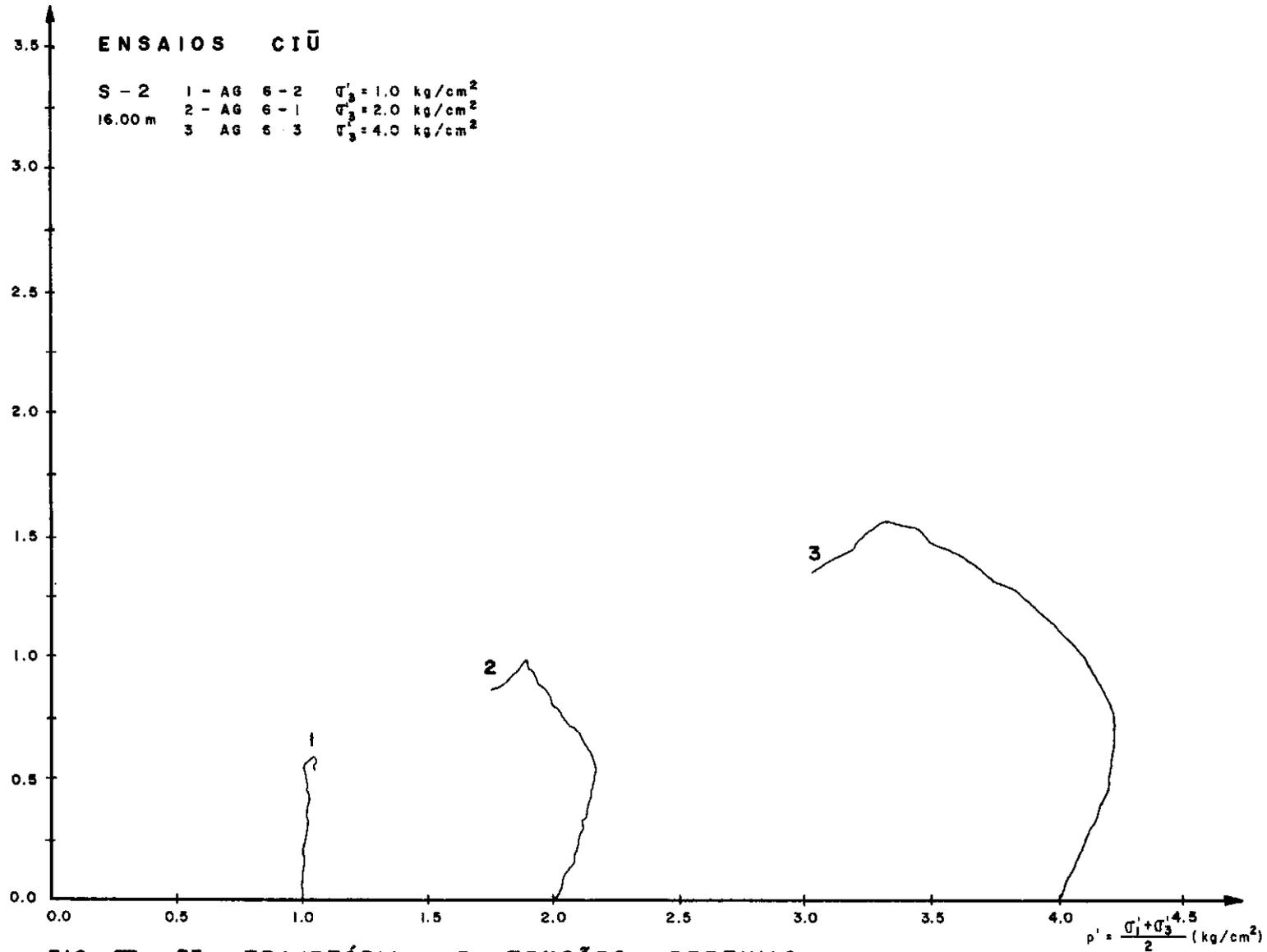


FIG. III - 33 TRAJETÓRIA DE TENSÕES EFETIVAS

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

- | | | | |
|-------------------------------|--|---|--------------|
| AM 6-i
16.00m | $\left\{ \begin{array}{l} \circ - w_f \times \bar{p}_f \\ \Delta - w_f \times q_f \end{array} \right.$ | $\left. \begin{array}{l} \textcircled{1} \\ \textcircled{2} \end{array} \right\}$ | indeformadas |
| | | | |
| AG 6-i
16.00m | $\left\{ \begin{array}{l} \bullet - w_f \times \bar{p}_f \\ \blacktriangle - w_f \times q_f \end{array} \right.$ | $\left. \begin{array}{l} \textcircled{3} \\ \textcircled{4} \end{array} \right\}$ | amolgadas |
| | | | |
| AM N ^o 5
16.00m | $\left\{ \begin{array}{l} + - w_f \times \bar{p}_f \end{array} \right.$ | $\textcircled{5}$ | indeformadas |

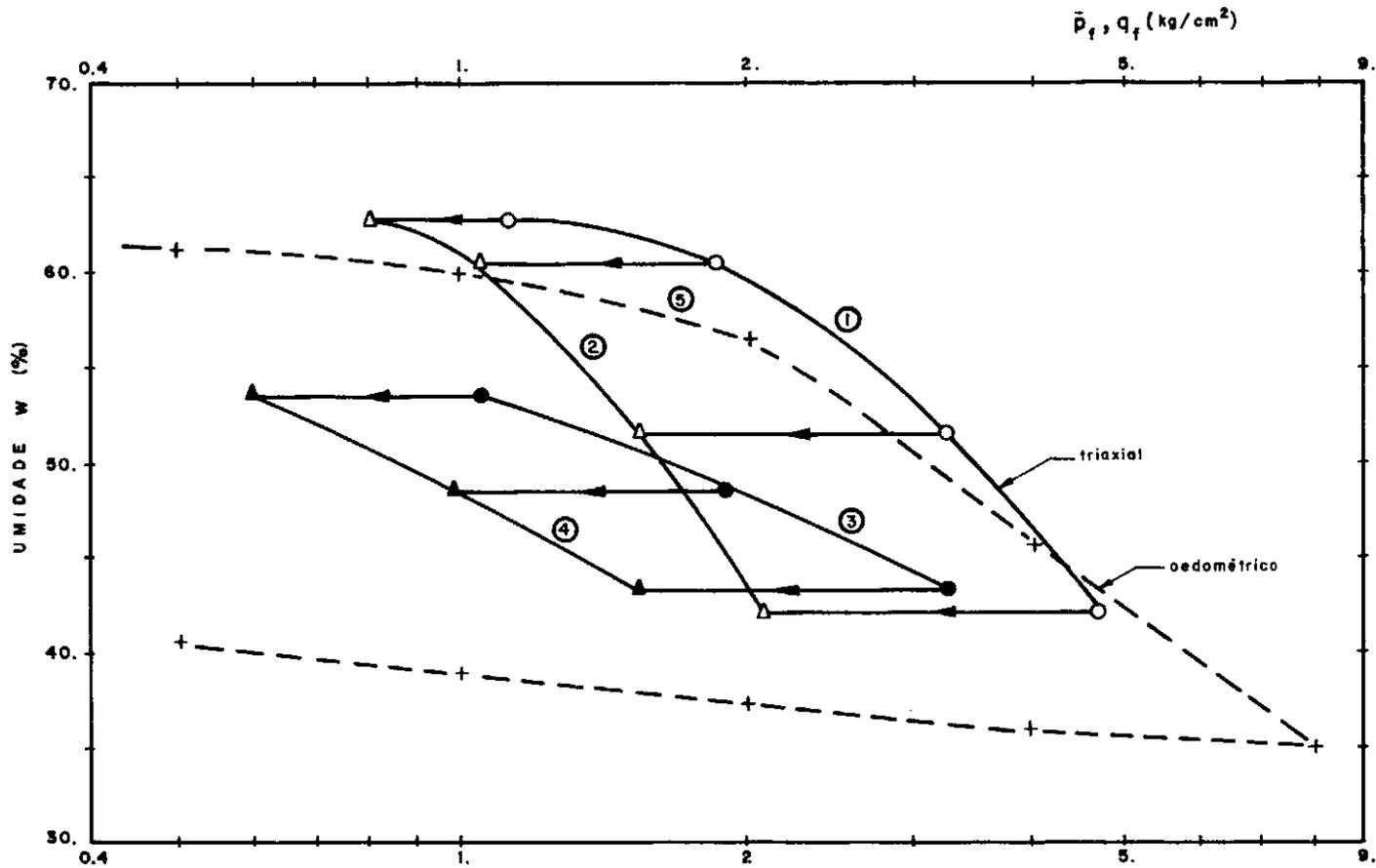


FIG. III - 34

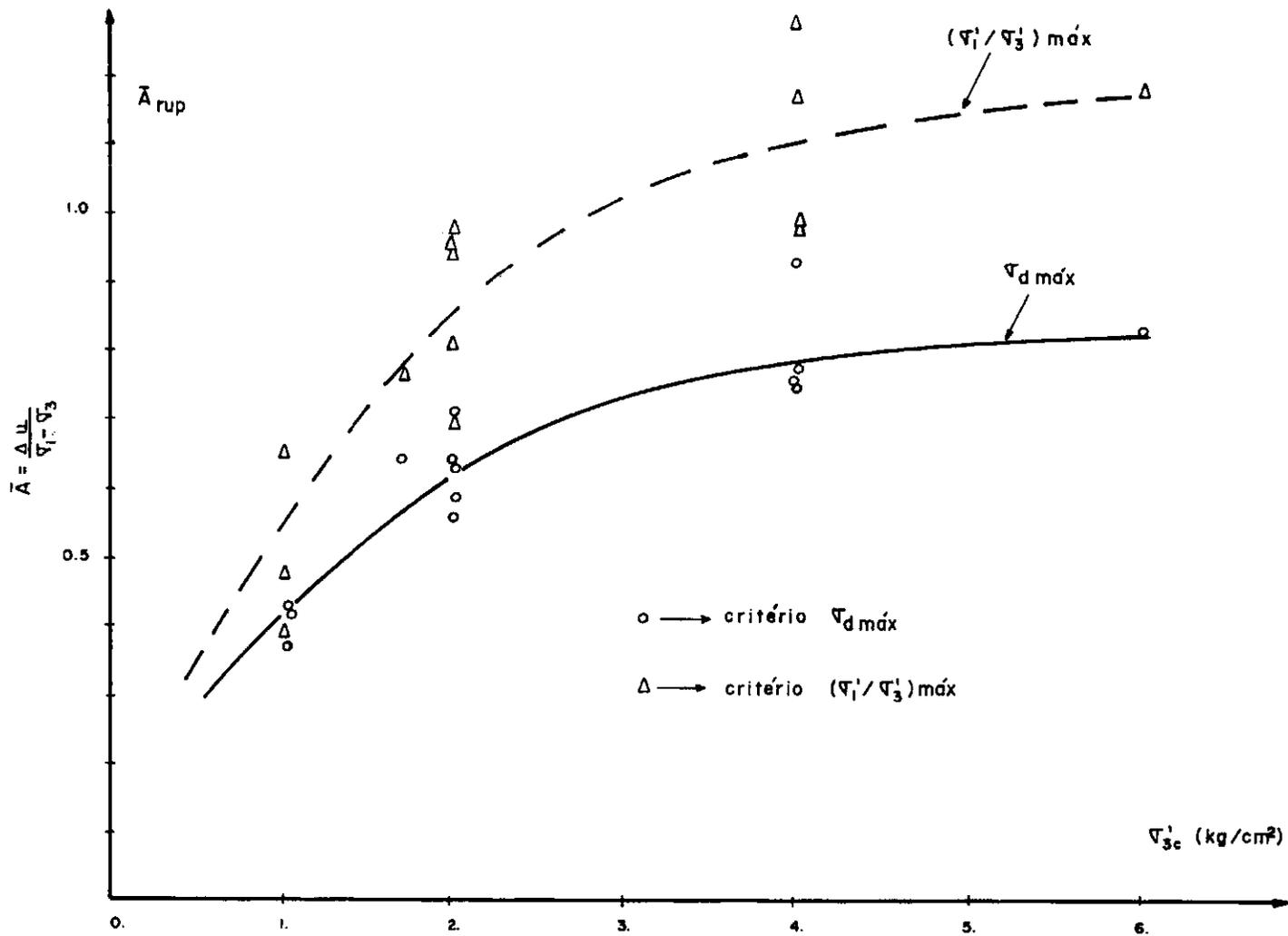


FIG. III - 35 - VARIÇÃO DO PARÂMETRO \bar{A}_{rup} COM A PRESSÃO DE ADENSAMENTO.

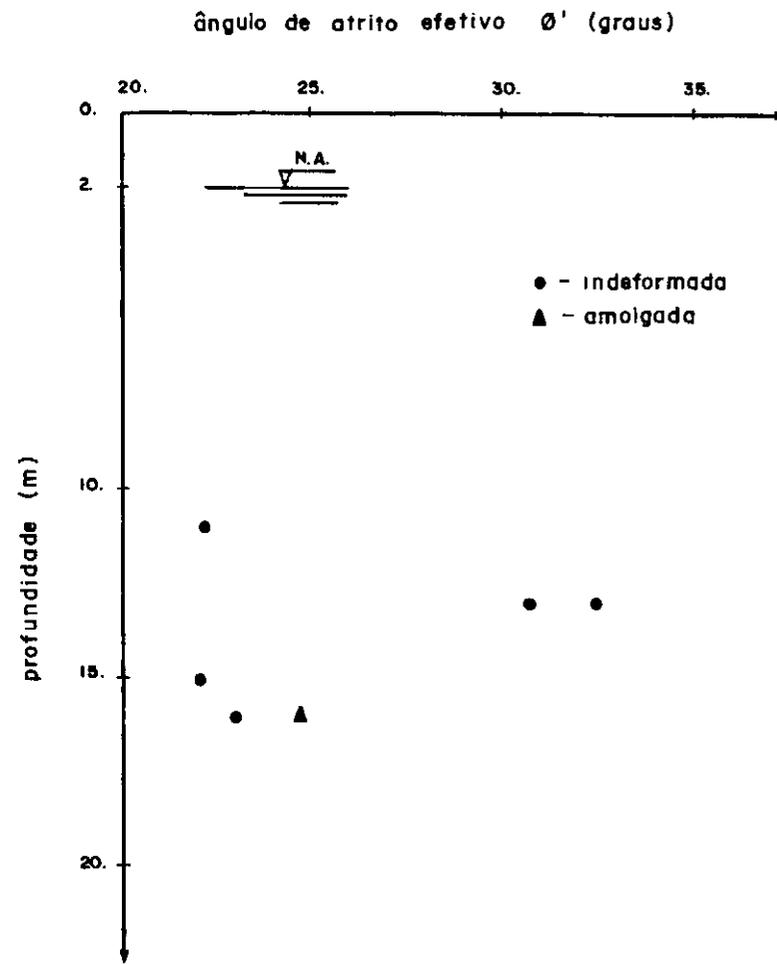
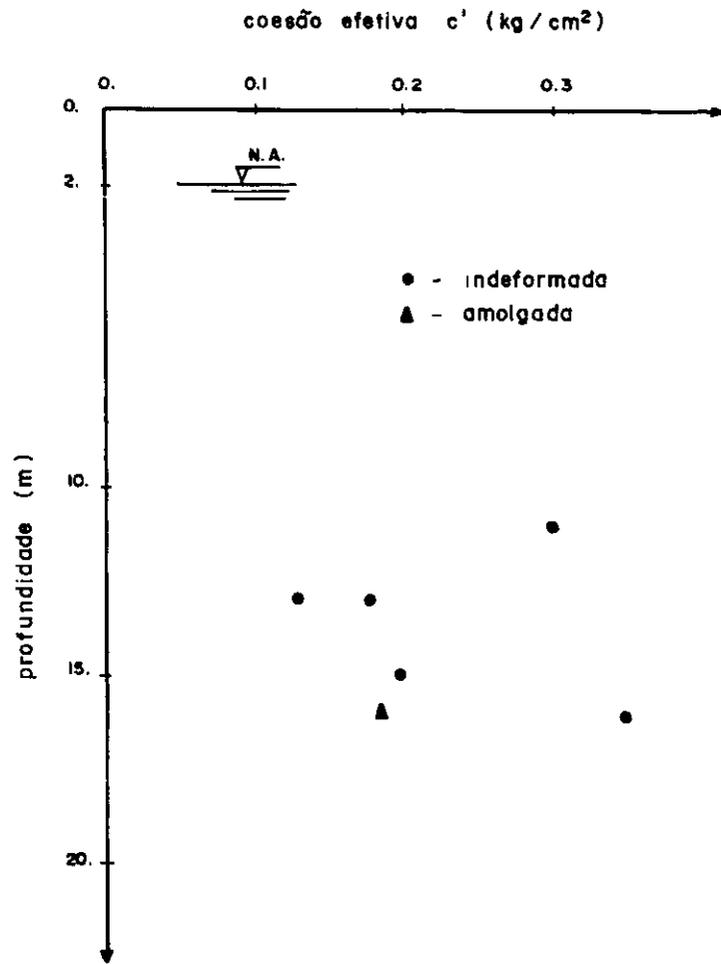


FIG. III - 36

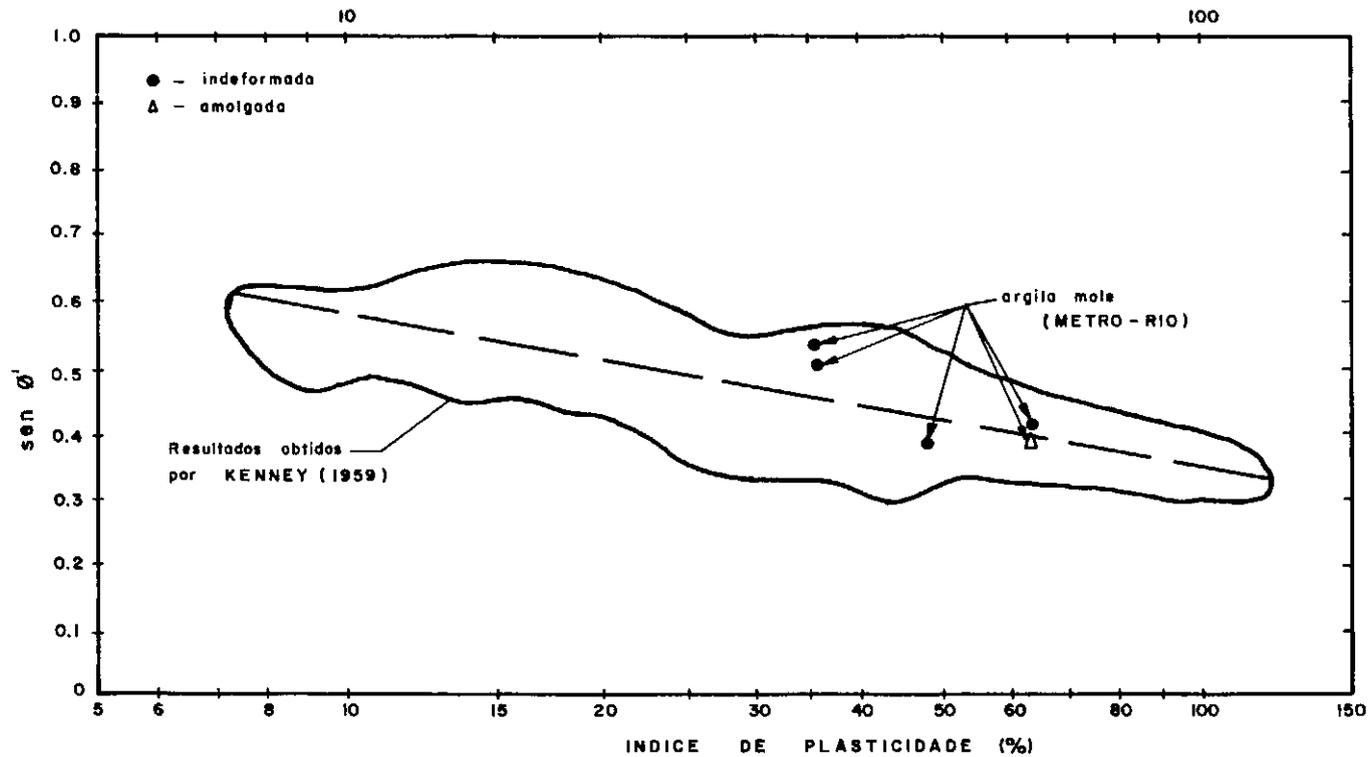


FIG. III - 37

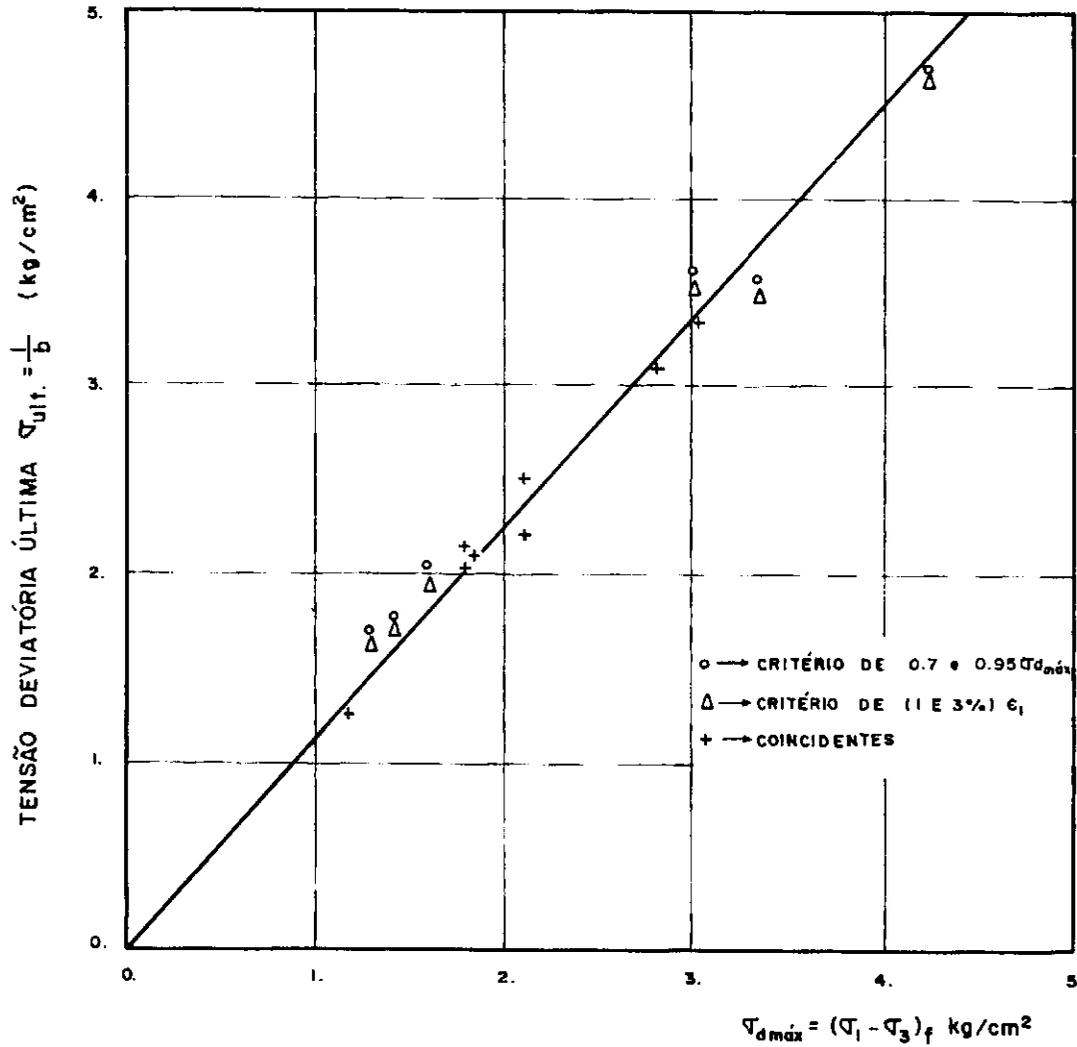


FIG. III-38 - CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA HIPERBÓLICA E A RESISTÊNCIA MOBILIZADA.

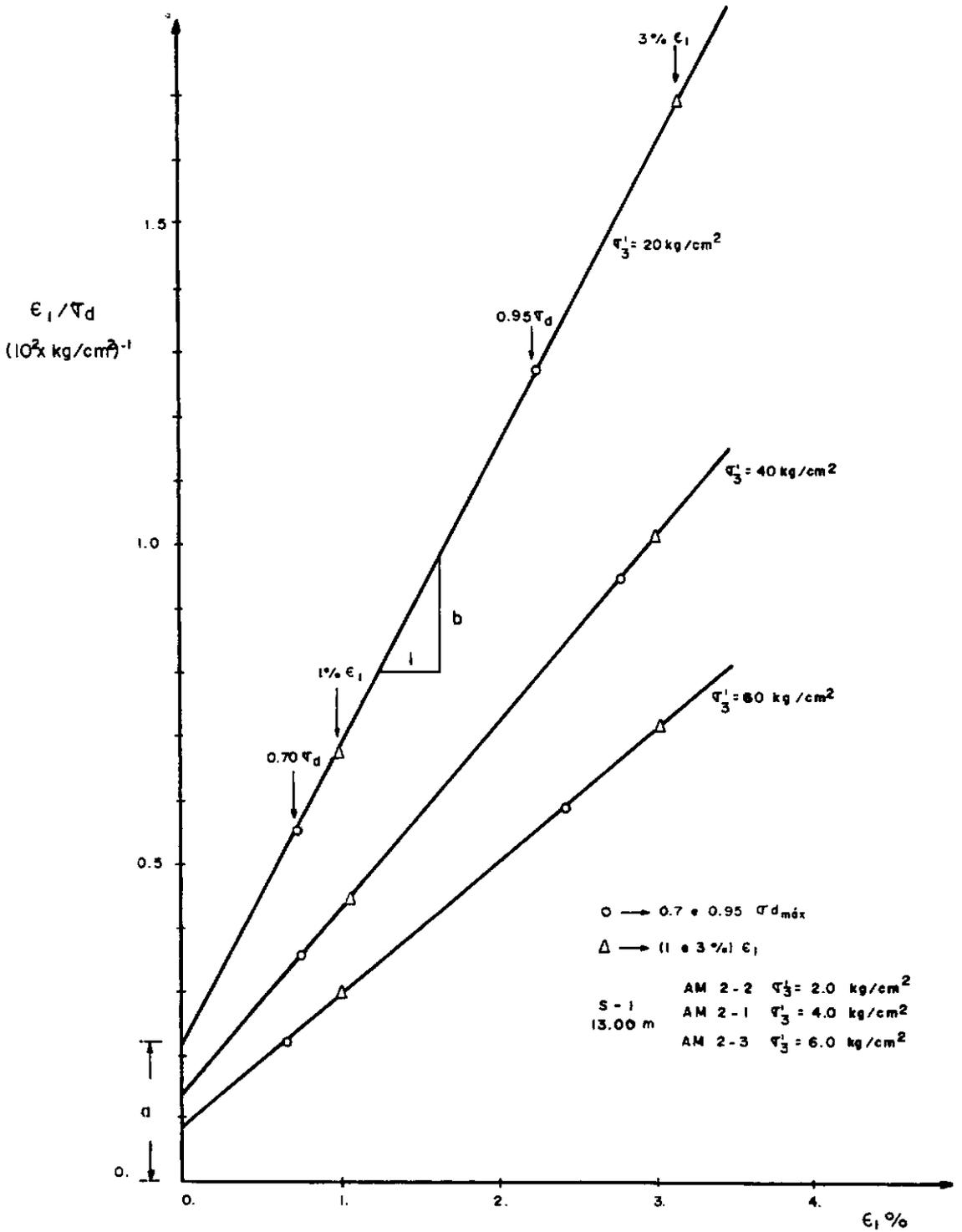
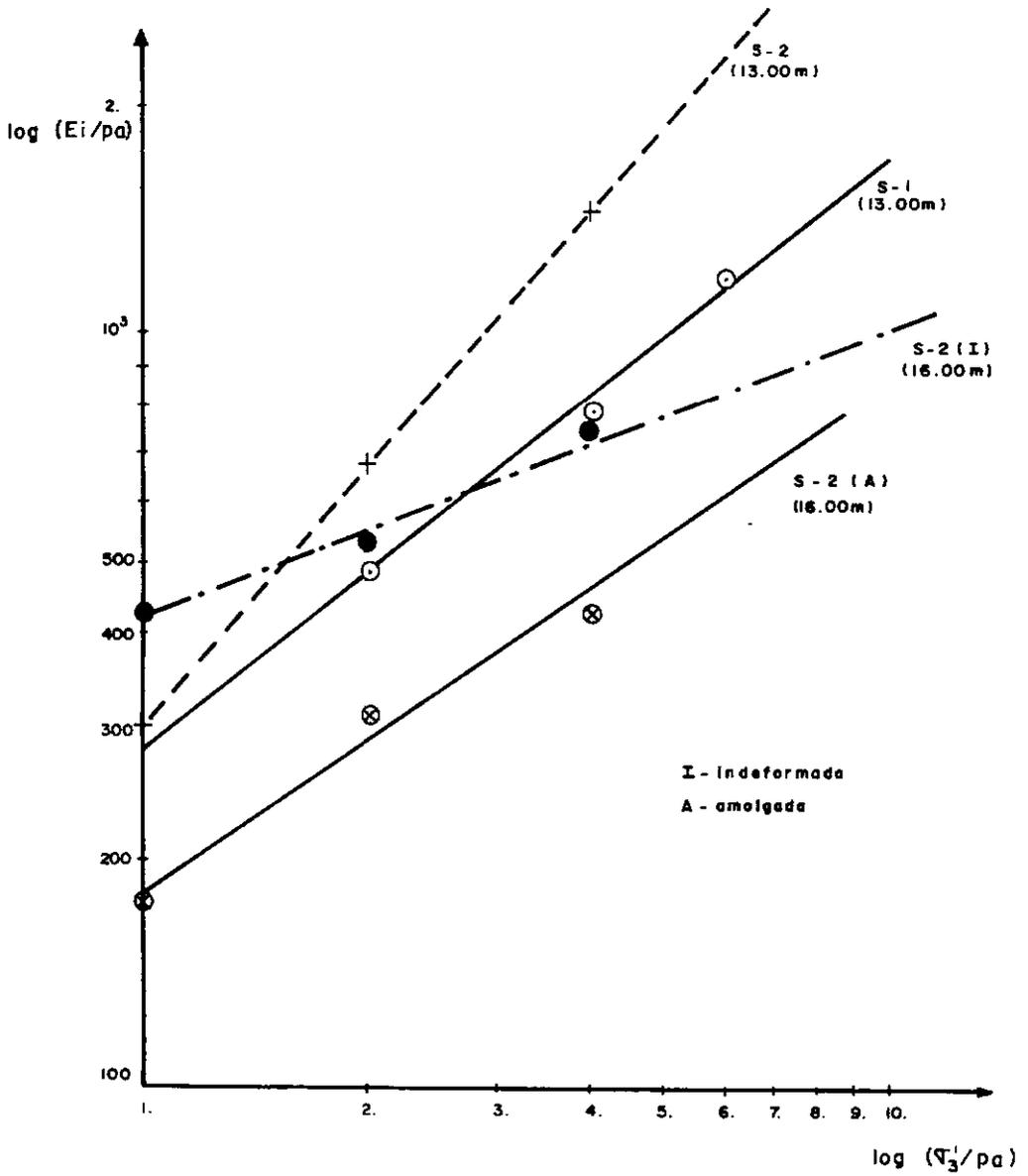


FIG. III - 39 GRÁFICO TENSÃO x DEFORMAÇÃO TRANSFORMADO.



DIAMETRO SHELBY (pel)	FURO	PROF. (m)	Ø C.P. (pel)	K	n
3	S-1	13.0	2	280	0.80
4	S-2	13.0	1.4	300	1.13
4	S-2 (I)	16.0	1.4	420	0.38
4	S-2 (A)	16.0	1.4	180	0.64

FIG. III-40 - VARIAÇÃO DO E_i COM τ'₃

IV - RELAÇÕES TENSÃO-DEFORMAÇÃO-TEMPO

IV.1 - INTRODUÇÃO

A variação das deformações do solo com o tempo , sob pressões efetivas constantes ou praticamente constantes, tem me recido diversos estudos em passado recente.

O conhecimento do comportamento do solo durante o adensamento secundário e durante o processo de "creep" (com ou sem drenagem) tem importantes aplicações para a solução dos problemas de Engenharia envolvendo movimento de estruturas e obras de terra, onde são aplicadas determinadas cargas e que são mantidas essencialmente constantes ao longo do tempo.

Por outro lado, é também de interesse a previsão das tensões finais atuantes numa estrutura devido à sua interação com a massa de solo, em função do tempo.

Para um estudo das deformações lentas de uma obra é necessário obter-se uma equação que correlacione as variações de tensões e deformações à variável tempo. Uma equação que tem sido aplicada com bons resultados a uma grande variedade de materiais tais como concreto, metais, etc,e, em particular, a solos é a proposta por Singh e Mitchell⁽²⁹⁾ em 1968:

$$\dot{\epsilon} = A e^{\alpha D} (t_1/t)^m \quad (IV-1)$$

onde:

$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt}$ = velocidade de deformação específica

A = valor de $\dot{\epsilon}$ para $D=0$ e $t \neq t_1$ (Ver Figura IV-6); %/min

D = $(\sigma_1 - \sigma_3)$ = tensão desvio ; Kg/cm²

α = coeficiente angular da parte linear do gráfico
 $\log \dot{\epsilon} \times D$ (Ver Figura IV-6) ; cm²/Kg

m = coeficiente angular da parte linear do gráfico
 $\log \dot{\epsilon} \times \log t$, (Ver Figura IV-5)

t_1 = tempo unitário (ou de referência), em minutos

t = tempo, em minutos

e = base dos logaritmos naturais

IV.2 - ENSAIOS DE "CREEP"

A deformação das argilas com o tempo, sob tensões desvio constantes, é função de um grande número de variáveis, tais como: tipo de solo, estrutura do solo, história das tensões, nível atual de tensões efetivas, temperatura, etc (Shibata e Karube⁽³⁰⁾).

Muitos pesquisadores têm observado que certos tipos de argilas saturadas atingem a ruptura sob uma tensão total constante, menor do que a obtida em um ensaio não-drenado efetuado às velocidades usuais. A tensão constante abaixo da qual não ocorre ruptura por "Creep" é denominada de "Resistência de Creep".

Conforme Lacerda⁽³¹⁾, pode-se definir "Creep" em solos como sendo a variação das deformações em função do tempo, mantidas constantes a tensão desvio e uma das seguintes variáveis:

- umidade (solos saturados)
- pressão neutra

No primeiro caso, tem-se o "Creep" Não-Drenado ; no segundo o "Creep" Drenado. A equação IV-1 aplica-se tanto às fases drenadas como às não-drenadas de "Creep". Para o caso das fases drenadas, deve-se distinguir para fins práticos uma fase de adensamento primário, até que o excesso de pressão neutra desenvolvida pela aplicação "instantânea" da tensão desvio se dissipe; em seguida ter-se-ia a fase de "Creep" Drenado propriamente dita. (É óbvio que as duas fases acima atuam simultaneamente no solo durante a fase de adensamento primário; sua separação como fenômenos independentes facilita, entretanto, a análise das deformações).

De acordo com resultados experimentais de Shibata e Karube⁽³⁰⁾, a resistência (mantida constante a umidade) sob uma carga constante, decresce linearmente com o logaritmo do tempo quando a argila é saturada. Segundo Hvorslev (Ref. 30), esse decréscimo na resistência de "creep" é em parte causado pelo acréscimo da pressão neutra e correspondente decréscimo na tensão efetiva, e em parte pelo decréscimo da componente de atrito efetivo.

Segundo Singh e Mitchell⁽²⁹⁾, para uma dada situação onde movimentos de "creep" tenham sido detetados, torna-se desejá

vel prever se os movimentos de "creep" têm tendência a cessar, continuar a decrescer de velocidade, ou acelerar, eventualmente levando à ruptura.

IV.2-1 - SOLO UTILIZADO E EQUIPAMENTO

Para a realização desses ensaios de "creep" tentou-se utilizar uma amostra que fosse tanto quanto possível a mais representativa da camada de argila mole existente na Rua Uruguaiana. Daí, definiu-se a amostra extraída de 15.0m de profundidade em que temos um solo com um teor de argila igual a 52%, com uma umidade natural $w = 65.5\%$, $L.L. = 87\%$ e $I.P. = 48.5\%$.

A preparação dos corpos-de-prova e os cuidados em relação à saturação são basicamente os mesmos previstos para os ensaios UU e mencionados no item III-2.

Os ensaios de "Creep" Não-Drenados tiveram uma duração de 24 horas, com medidas de deformação axial do corpo-de-prova ao longo do tempo. A colocação das cargas para se ter uma tensão desvio constante se fez por intermédio de:

- um flange convenientemente acoplado à cabeça do pistão e sobre o qual eram adicionadas as cargas em estágios de 24 horas, obtendo-se assim o processo denominado de "Stage-Creep-Test" (Ver Fig. 1 (Mitchell - 1969⁽³¹⁾)). Nesse trabalho realizou-se dois estágios no corpo-de-prova AM Nº 5 CP-1 (Figura IV-2). Para esse caso, a

tensão desvio era calculada em função da carga adicionada dividida pela área corrigida do corpo-de-prova, admitindo o atrito desprezível.

- por um sistema de hastes guias que permitem aplicar diretamente a carga axial desejada. O valor da tensão desvio era obtida em função da carga atuante (fornecida através de leituras transmitidas pela "load-cell" que atuava diretamente na cabeça do pistão e/ou pelo próprio valor) dividida pela área corrigida do corpo-de-prova.

Para o caso do corpo-de-prova AM Nº 5 CP-1 em que se realizaram estágios de "creep" a níveis de tensões de 0,33 e 0,66 $\sigma_{d_{max}}$, provocando-se posteriormente a ruptura do corpo de-prova por deformação controlada. Para que se efetuasse o contato entre o topo do conjunto (flange+cargas) que atuava sobre o corpo-de-prova por intermédio do pistão (Figura IV-7) e a "load cell", acoplada ao braço fixo da prensa W. Farrance, bastava girar a alavanca da prensa ao término do 2º estágio de "creep" e cuidadosamente se içar o conjunto. Quando o contato era realizado travava-se a prensa e ligava a máquina na velocidade desejada e então, a partir desse instante, qualquer carga acusada pela "load-cell" deveria ser acrescida aos dois estágios de "creep" anteriores.

No caso do "creep" após a ruptura atingida por deformação controlada (AM Nº 5 CP-2), utilizou-se uma prensa a

qual estava acoplada uma "load-cell" mas, ao mesmo tempo permitia-se aplicar cargas axiais por intermédio de hastes guias independentes do sistema "prensa-load-cell". Após a ruptura do corpo-de-prova bastava se aplicar a carga desejada para o ensaio de "creep", colocando-se a mesma diretamente no pendural e obtendo-se confirmação de seu valor através da "load-cell".

IV.2-2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS

A Fig. IV-1 mostra os resultados dos estágios de "Creep" Não-Drenado realizados nos corpos-de-prova de 15.0m de profundidade, obtidos dos tubos Shelby's de 4". As curvas tensão-deformação mostram as deformações instantâneas sofridas pelos corpos-de-prova devido à aplicação da tensão desvio especificada. Nesta Figura, o corpo-de-prova AM Nº 5 CP-3, ao ser submetido ao estágio de "creep" com $0,82 (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$, (esse valor de $0,82 (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ foi avaliado de dois ensaios UU nos corpos-de-prova AM Nº 5 CP-1 e AM Nº 5 CP-2, em que se verificou para $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ os valores de 1.53 e 1.52 Kg/cm², respectivamente) rompeu em aproximadamente 15 min de ensaio, confirmando a assertiva de Shibata e Karube⁽³⁰⁾, de que uma argila saturada atinge a ruptura por "creep" em níveis de tensões menores do que quando submetida a um ensaio de curta duração.

As Figuras IV-2 a IV-4 apresentam a variação com o logaritmo do tempo das deformações específicas axiais ϵ_1 sofridas pelos corpos-de-prova desde o instante que precedeu a apli-

cação das cargas. Cada estágio de "creep" teve uma duração de 24 horas.

A Figura IV-5 reúne os resultados de todos os estágios de "creep", num gráfico log-log, da velocidade de deformação ($\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt}$) pelo tempo transcorrido (t).

O coeficiente angular (m) da parte reta do gráfico $\log \dot{\epsilon} \times \log t$ como indicado na Figura IV-5 é um parâmetro que, segundo Singh e Mitchell⁽²⁹⁾, define o potencial de "creep" de um solo. Para um pequeno valor de m o potencial de "creep" é alto e/ou quanto mais rápido são os movimentos de "creep", menor é o tempo para ocorrer uma determinada deformação sob um determinado nível de tensões.

Conforme Singh e Mitchell⁽²⁹⁾, o comportamento do "creep" das argilas de Redwood City (m=0.75), Osaka (m=1.0) e de Sault Ste. Marie (m=1.25) mostra uma velocidade decrescente da deformação acumulada com o tempo; contudo, o decréscimo da velocidade é menor para pequenos valores de m do que para maiores valores. Um baixo valor de m indica uma tendência maior do solo para acumular deformações com o tempo.

Para a argila em estudo se obteve um valor de m=0.92 (Figura IV-5). De acordo com Singh e Mitchell⁽²⁹⁾ se m<1, o solo pode sofrer ruptura por "creep", quando submetido a um carregamento constante menor do que um carregamento de curta duração; quando m=1 o solo apresenta uma mesma resistência antes e após o

"creep" e, para $m > 1$ o "creep" cessa com o tempo.

O valor de m é constante para um dado solo mas varia de solo para solo, segundo Singh e Mitchell⁽²⁹⁾, de 0,4 a 1,3, como mostrado na Tabela IV-1, na qual é acrescentado o valor de m para a argila mole da Rua Uruguaiana.

SOLO	HISTÓRIA DAS TENSÕES	TIPO DE ENSAIO	m
argila Redwood City	indeformado	CU	0,75
lama de Bangkok	indeformado	CU	0.70
Mistura areia-bentonita	amolgado	CU	0.70
Mistura areia-caolinita	amolgado	CU	1.05
argila de Osaka	indeformado	UU	1.0
argila Saults Ste. Marie	amolgado	CU	1.30
Silte Pacific Palisades	compactado	compressão	1.25
argila Rio de Janeiro (Rua Uruguaiana)	indeformado	UU	0.92

Os outros parâmetros de "creep", A e α , são obtidos como mostrado na Figura IV-6, em que A é o valor de $\dot{\epsilon}$ extrapolado da curva $\log \dot{\epsilon} \times D$ para $t = t_1 = 1$ minuto e cujo valor é $A = 9.8 \times 10^{-3} \%$ / min.

O valor de α , que é o coeficiente angular da parte linear da família de retas $\log \dot{\epsilon} \times D$, é obtido pela equação IV-1

$$\dot{\epsilon} = A e^{\alpha D} (t_1/t)^m$$

e quando temos $t = t_1 = 1$ min, ela se reduz a

$$\dot{\epsilon} = A e^{\alpha D} \quad (\text{IV-2})$$

Dai temos que:

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln A + \alpha D \ln e$$

$$\alpha D = \ln \dot{\epsilon} - \ln A \quad (\text{genérico})$$

$$\alpha D_1 = \ln \dot{\epsilon}_1 - \ln A$$

$$\alpha D_0 = \ln \dot{\epsilon}_0 - \ln A$$

$$\alpha (D_1 - D_0) = \ln \dot{\epsilon}_1 - \ln \dot{\epsilon}_0$$

$$\alpha = \frac{\ln \dot{\epsilon}_1 - \ln \dot{\epsilon}_0}{D_1 - D_0}$$

$$\text{para } \begin{array}{l} D_1 = 1 \rightarrow \dot{\epsilon}_1 = 0.115\%/min \\ D_0 = 0 \rightarrow \dot{\epsilon}_0 = 9.8 \times 10^{-3}\%/min \end{array}$$

Portanto,

$$\alpha = \ln \dot{\epsilon}_1 - \ln \dot{\epsilon}_0$$

$$\alpha = \ln \frac{\dot{\epsilon}_1}{\dot{\epsilon}_0} = \ln \frac{0.115}{9.8 \times 10^{-3}} = 2.46$$

$$\alpha = 2.46 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

Na Figura IV-7 apresentamos a variação de α com a pressão de adensamento, sugerido por Mitchell e outros (1969) (Ref. (31)). No ítem III.2-5 mostramos os possíveis valores da pressão efetiva vertical de adensamento para estudar a relação S_u/p'_0 , e a 15.0m obtivemos:

$$\sigma'_0 = 0.94 \text{Kg/cm}^2 \text{ (considerando a amostragem perfeita)}$$

$$p'_0 = 1.27 \text{Kg/cm}^2 \text{ (em função da pressão efetiva vertical do campo)}$$

$$p_p = 2.40 \text{Kg/cm}^2 \text{ (em função de ensaios oedométricos)}$$

Os ensaios de "creep" foram realizados em corpos-de-prova obtidos a 15.0m e daí, se utilizarmos esses valores no gráfico da Figura IV-7, obteremos os seguintes resultados para α :

Pressão efetiva de adensamento (Kg/cm ²)	α (cm ² /Kg)
0.94	5.30
1.27	4.30
2.40	2.50

Tabela IV-2

IV-3 - RELAXAÇÃO DE TENSÕES

O interesse da previsão das tensões atuantes na estrutura com o tempo já foi salientado no ítem IV-1. Transcrevemos agora a maneira de se obter o desenvolvimento dessas tensões com o tempo, em amostras de laboratório.

O ensaio triaxial de relaxação de tensões consiste em se medir a evolução da tensão desvio atuante no corpo-de-prova a partir do instante em que se impede a deformação da amostra na direção vertical. É um ensaio que duplica o comportamento da massa de solo cujas dimensões são mantidas constantes.

De acordo com Lacerda e Houston⁽³³⁾ (1973), poucos pesquisadores têm estudado a relaxação de tensões, e mesmo assim relataram comportamentos algo discrepantes da tensão-desvio com o tempo. Por exemplo:

- Murayama e Shibata (1961) apresentaram resultados de ensaios nos quais o declínio da tensão desvio com o logaritmo do tempo foi linear até um certo limite e depois mostrou uma tendência de se manter constante.

- Vialov e Skibitsky (1961) obtiveram semelhantes resultados mas não estabeleceram a existência de um nível final de relaxação.

- Saada (1962) estabeleceu uma relação linear até durante 50 dias de ensaio quando então a tensão desvio abruptamente caía a zero.

Esses pesquisadores mostraram que existe um de -
crêscimo linear da tensão desvio com o logaritmo do tempo mas não estudaram a influência da velocidade de deformação anterior ao estágio de relaxação, da pressão de adensamento (variações da $w\%$), ou do tipo de solo.

O trabalho de Lacerda e Houston⁽³³⁾ procura estudar essas influências e ainda correlaciona os parâmetros de relaxação de tensões com os parâmetros de "creep".

Os resultados aqui apresentados são provenientes de um estudo idêntico realizado na argila mole da Rua Uruguaiana.

A equação que rege o desenvolvimento da relaxação de tensões é proveniente da equação IV-1 sugerida por Singh e Mitchell⁽²⁹⁾ (1968) e que segundo Lacerda e Houston⁽³³⁾ (1973) toma a seguinte forma (quando o ensaio de relaxação é iniciado depois que o solo é submetido a uma velocidade de deformação constante):

$$q = \frac{D}{D_0} = \frac{\bar{D}}{\bar{D}_0} = 1 - S \log \left(\frac{t}{t_0} \right) \quad (\text{IV-3})$$

para $t > t_0$

onde:

S = inclinação da curva de relaxação de tensões (Ver Figura IV-11)

D = tensão desvio

\bar{D} = nível de tensão desvio = D/D_{\max}

D_0 = tensão desvio no tempo t_0

\bar{D}_0 = nível de tensão desvio no tempo t_0

t_0 = tempo decorrido até o início da relaxação de tensões (Ver Figura IV-11)

A equação (IV-3) é válida para valores de $m < 1$ e expressa o relacionamento entre q e as tensões relaxadas, relativas a uma tensão desvio inicial D_0 e um tempo t .

IV.3-1 - SOLO UTILIZADO E EQUIPAMENTO

Na realização desses ensaios aproveitou-se corpos-de-prova que foram submetidos a ensaios triaxiais tipo UU e CI \bar{U} . A maioria dos ensaios foi em corpos-de-prova indeformados mas, alguns foram executados com amostras amolgadas, como descrito no item III-2, com diâmetros iniciais $\phi = 2"$ e alturas $h \geq 2\phi$.

As relaxações de tensões, obtidas dos ensaios CI \bar{U} em corpos-de-prova indeformados, eram iniciadas após o término do ensaio triaxial com uma deformação específica axial ($\epsilon_1 = 20\%$). Para o caso dos corpos-de-prova de 2" de diâmetro, nos quais se utilizou uma velocidade de deformação de 0.02mm/min, o ensaio de

relaxação de tensão era assim realizado:

1) quando se atingia a deformação axial $\epsilon_1 \approx 20\%$ a prensa era desligada iniciando-se assim o primeiro ensaio de relaxação de tensão com uma duração, em média, de 2 horas.

2) ao término da primeira relaxação ligava-se novamente a prensa, submetendo o corpo-de-prova a um carregamento rápido durante 3 minutos aproximadamente, com uma velocidade 25 vezes superior à do ensaio CIŪ ($v = 0.5\text{mm/min}$). Após esse carregamento iniciava-se o segundo ensaio de relaxação de tensões com duração idêntica ao primeiro.

3) por fim, usando uma velocidade de deformação 5 vezes superior à do ensaio CIŪ ($v = 0,1\text{ mm/min}$) e com procedimento idêntico ao item 2), se iniciava o terceiro estágio de relaxação.

No caso dos ensaios UU o procedimento é o mesmo, ou seja, os ensaios de relaxação de tensões eram realizados após uma deformação específica axial de $\epsilon_1 \approx 20\%$, sendo o primeiro após a aplicação de uma velocidade igual à do próprio ensaio UU ($v = 0.4\text{mm/min}$) e o segundo após um carregamento com uma velocidade 5 vezes superior ($v = 2.0\text{mm/min}$).

Para observar o comportamento do solo quando submetido à relaxação de tensões em deformações inferiores à da ruptura, realizaram-se vários ensaios, os quais são apresentados na Figura IV-15, com duração em média de 2 horas para cada.

A obtenção dos dados do ensaio de relaxação consta de leituras da tensão desvio fornecidas através da "load-cell" e, quando possível, de pressões neutras como no caso dos ensaios CIŪ .

As velocidades de deformações específicas ($\dot{\epsilon}$) são obtidas através de:

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} = \frac{\Delta\epsilon}{\Delta t} = \frac{\Delta H}{H_0} \cdot \frac{1}{\Delta t} = \frac{1}{H_0} \cdot \frac{\Delta H}{\Delta t}$$

$$\dot{\epsilon} = \frac{v}{H_0} \quad (\text{IV-4})$$

onde v é a velocidade de deslocamento da prensa em mm/min e H_0 é a altura inicial do corpo-de-prova em mm. Para os ensaios CIŪ essa altura deve ser a altura inicial antes do cisalhamento não deixando de considerar, logicamente, o decréscimo da altura devido ao adensamento triaxial.

A velocidade de deformação $\dot{\epsilon}$, na realidade é a velocidade imediatamente antes do início do ensaio de relaxação de tensões.

IV.3-2 - RESULTADO DOS ENSAIOS

A Figura IV-9 apresenta os resultados das relaxações de tensões realizadas nas amostras de 13.0m de profundidade, as quais anteriormente foram submetidas a ensaios triaxiais tipo CIŪ .

As velocidades de deformações específicas ($\dot{\epsilon}$) utilizadas estão indicadas nas curvas $\sigma_d \times \epsilon_1\%$ bem como o decréscimo da tensão desvio (σ_d) durante a relaxação. A variação da pressão neutra na relaxação é pequena se comparada com a variação da tensão desvio para cada estágio de relaxação , confirmando os mesmos resultados obtidos por Murayama e Shibata (Ref.33) em 1961 e Lacerda e Houston⁽³³⁾ (1973). Se a variação da pressão neutra é pequena e como há um decréscimo da tensão desvio então o parâmetro de pressão neutra \bar{A} cresce durante o ensaio de relaxação.

A Figura IV-10 mostra o caminho de tensões efetivas para os corpos-de-prova AM 2-1, AM 2-2 e AM 2-3 durante o ensaio CIŪ e o desenvolvimento das tensões efetivas durante a relaxação de tensões. No parágrafo anterior vimos que a pressão neutra pouco varia, a tensão desvio decresce e daí o decréscimo das tensões efetivas durante a relaxação.

As Figuras IV-11, e IV-12 e IV-13 mostram o declínio do nível de tensões ($q = \frac{D}{D_0}$ (%)), com o logaritmo do tempo para os corpos-de-prova AM 2-1, AM 2-2, AM 2-3 nas diversas veloci-

dades $\dot{\epsilon}_a$. Nessas figuras nota-se que a variação do nível de tensões com o logaritmo do tempo se torna linear quando o nível atinge o Valor de 90%. Essa observação é também válida para alguns casos dos ensaios UU.

A Figura IV-14 apresenta a curva $\sigma_d \times \epsilon_1\%$ de um ensaio não-adensado não-drenado com vários estágios de relaxação de tensões, antes e após a ruptura. Após o último ensaio de relaxação realizou-se um ensaio de "creep", o qual é apresentado nas Figuras IV-3, IV-5 e IV-14. A Figura IV-15 mostra o declínio do nível de tensão para todos os ensaios de relaxação realizados no corpo-de-prova AM Nº 5 CP-2 extraído de 15.0m de profundidade. Para pequenas tensões desvios o nível de tensões cai mais rapidamente e à medida que aproximamos da resistência de "pico" e após a ruptura, a tendência é diminuir lentamente, sendo comprovado pelos valores de S reunidos na tabela desta figura.

Alguns resultados de ensaios de relaxação de tensões em corpos-de-prova indeformados e amolgados são apresentados na Figura IV-16. Devido a esses ensaios serem realizados com deformações axiais superiores a 20%, após a qual o comportamento tensão-deformação de amostras indeformadas e amolgadas são bastante semelhantes, não se nota uma diferença entre as curvas de relaxações tal qual as apresentadas na Figura IV-15, em que se analisa o comportamento antes da ruptura.

A Figura IV-17 mostra o resultado de um ensaio de

relaxação de tensões em que houve uma perturbação no sistema. A medição do decréscimo da tensão desvio é feita através de uma "load-cell" de alta sensibilidade (32,94g/divisão) e então qual - quer vibração da prensa pode afetar as leituras. De acordo com Lacerda⁽³²⁾ essas perturbações ocasionais prejudicam uma determinada região do gráfico mas, existe uma tendência de assumir o comportamento anterior com o aumento do tempo, o que pode ser comprovado nesta figura.

O intercepto da variação linear do decréscimo do nível de tensão com o eixo dos logaritmos dos tempos é denominado de t_0 , cujo valor é escrito em cada gráfico de relaxação apresentado.

Se as curvas de relaxação de tensões podem ser substituídas por linhas retas, então o comportamento da relaxação pode ser descrito por dois parâmetros: S e t_0 , como é mostrado na equação (IV-3), isto é:

$$q = \frac{D}{D_0} = \frac{\bar{D}}{\bar{D}_0} = 1 - S \log\left(\frac{t}{t_0}\right)$$

O gráfico log - log da velocidade de deformação antes da relaxação ($\dot{\epsilon}$) versus o correspondente valor de t_0 fornece uma família de linhas paralelas e inclinadas de 45° (Lacerda e Houston⁽³³⁾, 1973). Para um único solo existe uma única linha (média). Isto implica que entre t_0 e $\dot{\epsilon}$ existe uma dependência inversa direta dada por:

$$t_0 = \frac{h_0}{\dot{\epsilon}} \quad (\text{IV-5})$$

onde h_0 é o valor numérico da velocidade de deformação necessária para transcorrer um tempo de demora de $t_0=1$ min. antes do início da relaxação das tensões.

Altas velocidades de deformação ($\dot{\epsilon}$) correspondem a pequenos valores de t_0 , enquanto que baixas velocidades implicam que o nível de tensões que existe no início da fase de relaxação pode ser mantido por um certo tempo para depois se verificar um decréscimo apreciável. No caso da Figura IV-12, por exemplo, temos:

$\dot{\epsilon}$ %/min	t_0 min
0.523	0.11
0.105	0.175
0.020	0.880

TABELA IV-3

Na Figura IV-18 mostramos o valor de h_0 obtido para a argila mole da Rua Uruguaiana que foi $h_0 = 2 \times 10^{-2}$ %/min.

IV.4 - COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS DE CREEP COM OS DE RELAXAÇÃO DE TENSÕES

Da equação (IV-3), temos:

$$q = \frac{Dt}{D_0} = 1 - S \log\left(\frac{t}{t_0}\right)$$

Segundo Lacerda e Houston⁽³³⁾ (1973), pode-se escrever que:

$$S = \phi / \bar{D}_0 \quad (\text{IV-6})$$

onde:

$$\phi = \frac{2.3(1-m)}{\bar{\alpha}} \quad (\text{IV-7})$$

daí,

$$\frac{Dt}{D_0} = 1 - \frac{\phi}{\bar{D}_0} \log\left(\frac{t}{t_0}\right)$$

O valor de ϕ fornece a inclinação S do gráfico de relaxação de tensões para D_0 próximo de D_{\max} ($\bar{D}_0 \approx 1$), podendo ser calculado, se m e $\bar{\alpha}$ obtidos dos ensaios de "Creep" são conhecidos.

O valor de $m=0.92$ (medido) e $\bar{\alpha}=3.76$ obtidos no ítem IV.2-2 dão um valor de ϕ , usando a equação (IV-7), igual a 0,049. Para o caso de ϕ estimado em função dos ensaios de relaxação de tensões temos:

$$S = \frac{\phi}{\bar{D}_o}$$

$$\bar{D}_o = \frac{Dt_o}{D_{max}} = 0.983$$

$$S = 0.0875$$

daí temos:

$$\phi = S \times \bar{D}_o = 0.086$$

Resumindo, o parâmetro ϕ obtido em função dos parâmetros de "creep" é 0.049 e em função dos parâmetros de relaxação é 0.086, o que mostra uma grande discrepância entre os dois valores.

Lacerda e Houston⁽³³⁾ fornecem uma tabela para vários solos, transcrita abaixo, acrescentando-se os resultados obtidos da argila mole da Rua Uruguaiana.

SOLO	σ'_c (Kg/cm ²)	ϕ média medida	ϕ média da Eq. (IV-7)	Afastamento (%)
Bay Mud	0.8 a 3.2	0.110	0.120	9
Caulinita	2.5 a 3.5	0.092	0.096	4
Caulinita	4.0	0.084	0.078	7
Ygnacio V.C.	tensão total 0.75 a 1.5	0.062	0.056	10
Argila mole-RJ (R.Uruguaiana)	tensão total 1.0	0.086*	0.049	43
* Um ensaio				

TABELA IV-4

Esta comparação indica que se os parâmetros de "creep" são conhecidos (m e $\bar{\alpha}$) e se $m < 1$ uma boa estimativa de ϕ pode ser feita. A equação (IV-7) tem uma limitada variação de sua aplicação porque para todos os solos ensaiados por Lacerda e Houston, m variou de 0,7 a 0,9 e ela pode não ser válida para $m > 0,9$. De fato, não se encontrou uma boa correlação para o solo da Rua Uruguaiana, como se pode ver na Tabela IV-4. Contudo, face ao reduzido número de ensaios efetuados no presente estudo, não se pode ainda dizer conclusivamente se tal discrepância é real.

O parâmetro h_0 mostrado na Figura IV-18 é dependente do tipo de solo e da velocidade de deformação. Hirst e Mitchell em 1968 (Referência 33) concluíram que seus estudos de "creep" em misturas de argilas arenosas, que o parâmetro A da equação (IV-1) é uma função do tipo de argila. Daí, é de se esperar que haja um certo relacionamento entre A e h_0 ; Lacerda e Houston⁽³³⁾ obtiveram a seguinte correlação:

$$h_0 = 13.2 A^{1.1} \quad (\text{IV-8})$$

No solo da Rua Uruguaiana obteve-se $A = 9,8 \times 10^{-3} \%$ /min (Vide Figura IV-6). Substituindo esse valor na equação (IV-8), obteremos para h_0 o valor de $8,14 \times 10^{-2} \%$ /min, cerca de 4 vezes superior ao valor obtido em função dos ensaios de relaxação.

IV.5 - CORRELAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RELAXAÇÃO DE TENSÕES COM O ÍNDICE DE PLASTICIDADE

Lacerda e Houston⁽³³⁾ estabeleceram uma relação hiperbólica entre ϕ e o I.P. dada por

$$\phi = \frac{\text{I.P.}}{4,4\text{I.P.}+280} + 0.022 \dots \quad (\text{I.P. em \%}) \quad (\text{IV-9})$$

e uma outra exponencial entre h_0 e I.P. , tal que:

$$h_0 = 10^{(0.044\text{I.P.}-3.82)} \quad (\text{I.P. em \%}) \quad (\text{IV-10})$$

No solo da Rua Uruguaiana ensaiado temos um I.P. = 48% que substituído nas fórmulas IV-9 e IV-10 fornece: -

$$\phi = 0.12 \quad \text{e} \quad h_0 = 1.96 \times 10^{-2} \%/\text{min}$$

A Tabela IV-5, a seguir, mostra um resumo dos parâmetros ϕ e h_0 obtidos por estas correlações.

PARÂMETRO	CREEP	RELAXAÇÃO DE TENSÃO	I.P. (%)
ϕ	0.049	* 0.086	0.120
h_0 %/min	8.14×10^{-2}	* 2×10^{-2}	1.96×10^{-2}
* valores medidos			

TABELA IV-5

S - 2 15.00 m	AM Nº 5	<table border="0"> <tr> <td>CP-1</td> <td>① 0.33 $\sigma_{d\text{máx}}$</td> <td rowspan="3">- estágios de Creep $\sigma_{3\text{cel}}=1.0 \text{ kg/cm}^2$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>② 0.66 $\sigma_{d\text{máx}}$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>③ 1.00 $\sigma_{d\text{máx}}$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>CP-3</td> <td>④ 0.51 $\sigma_{d\text{máx}}$</td> <td rowspan="2">- estágios de Creep $\sigma_{3\text{cel}}=1.0 \text{ kg/cm}^2$</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>⑤ 0.82 $\sigma_{d\text{máx}}$</td> </tr> </table>	CP-1	① 0.33 $\sigma_{d\text{máx}}$	- estágios de Creep $\sigma_{3\text{cel}}=1.0 \text{ kg/cm}^2$		② 0.66 $\sigma_{d\text{máx}}$		③ 1.00 $\sigma_{d\text{máx}}$		CP-3	④ 0.51 $\sigma_{d\text{máx}}$	- estágios de Creep $\sigma_{3\text{cel}}=1.0 \text{ kg/cm}^2$			⑤ 0.82 $\sigma_{d\text{máx}}$	
			CP-1	① 0.33 $\sigma_{d\text{máx}}$		- estágios de Creep $\sigma_{3\text{cel}}=1.0 \text{ kg/cm}^2$											
	② 0.66 $\sigma_{d\text{máx}}$																
	③ 1.00 $\sigma_{d\text{máx}}$																
	CP-3	④ 0.51 $\sigma_{d\text{máx}}$	- estágios de Creep $\sigma_{3\text{cel}}=1.0 \text{ kg/cm}^2$														
		⑤ 0.82 $\sigma_{d\text{máx}}$															

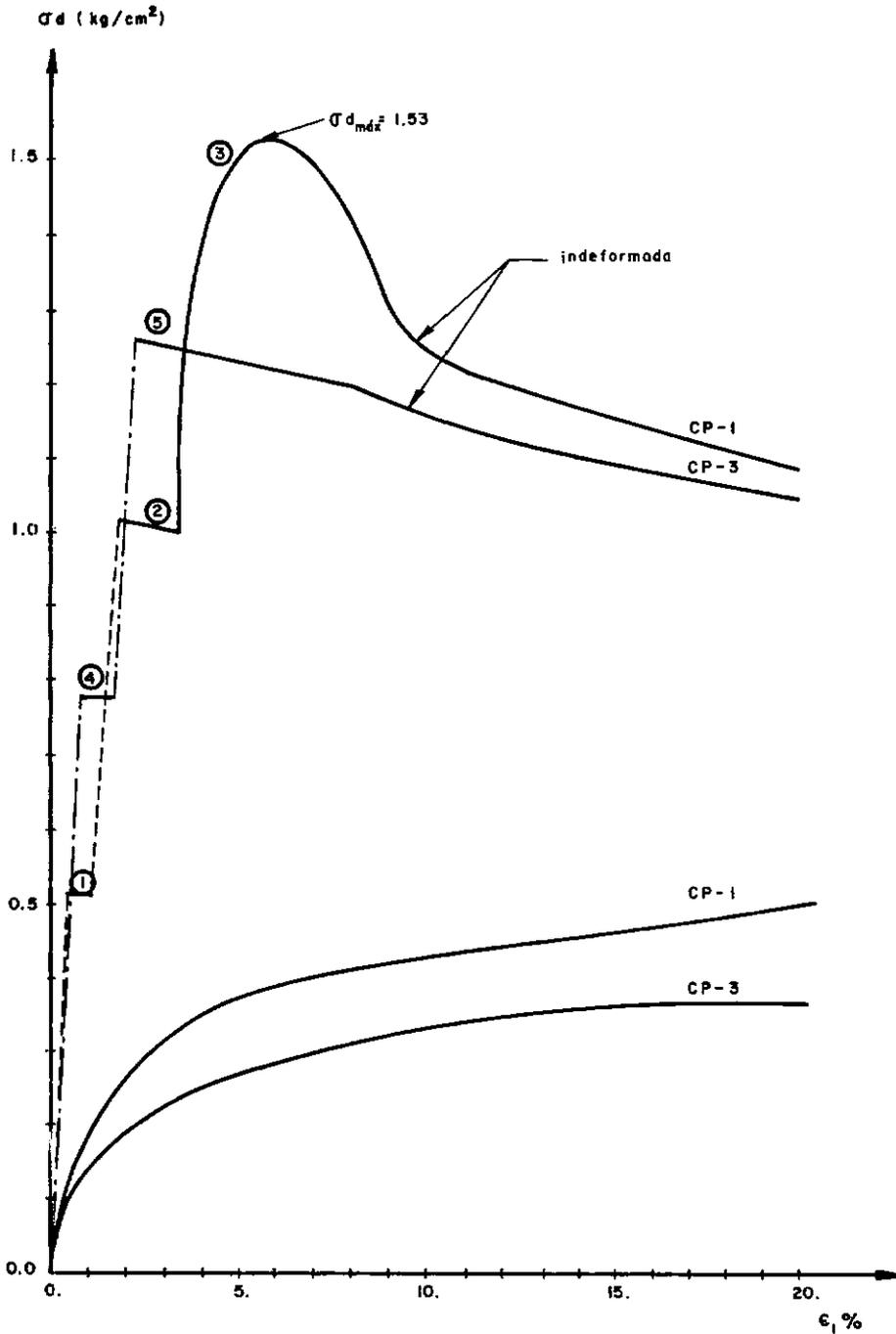


FIG. IV - I TENSÃO - DEFORMAÇÃO
ENSAIOS DE CREEP
NÃO-ADENSADOS NÃO - DRENADOS

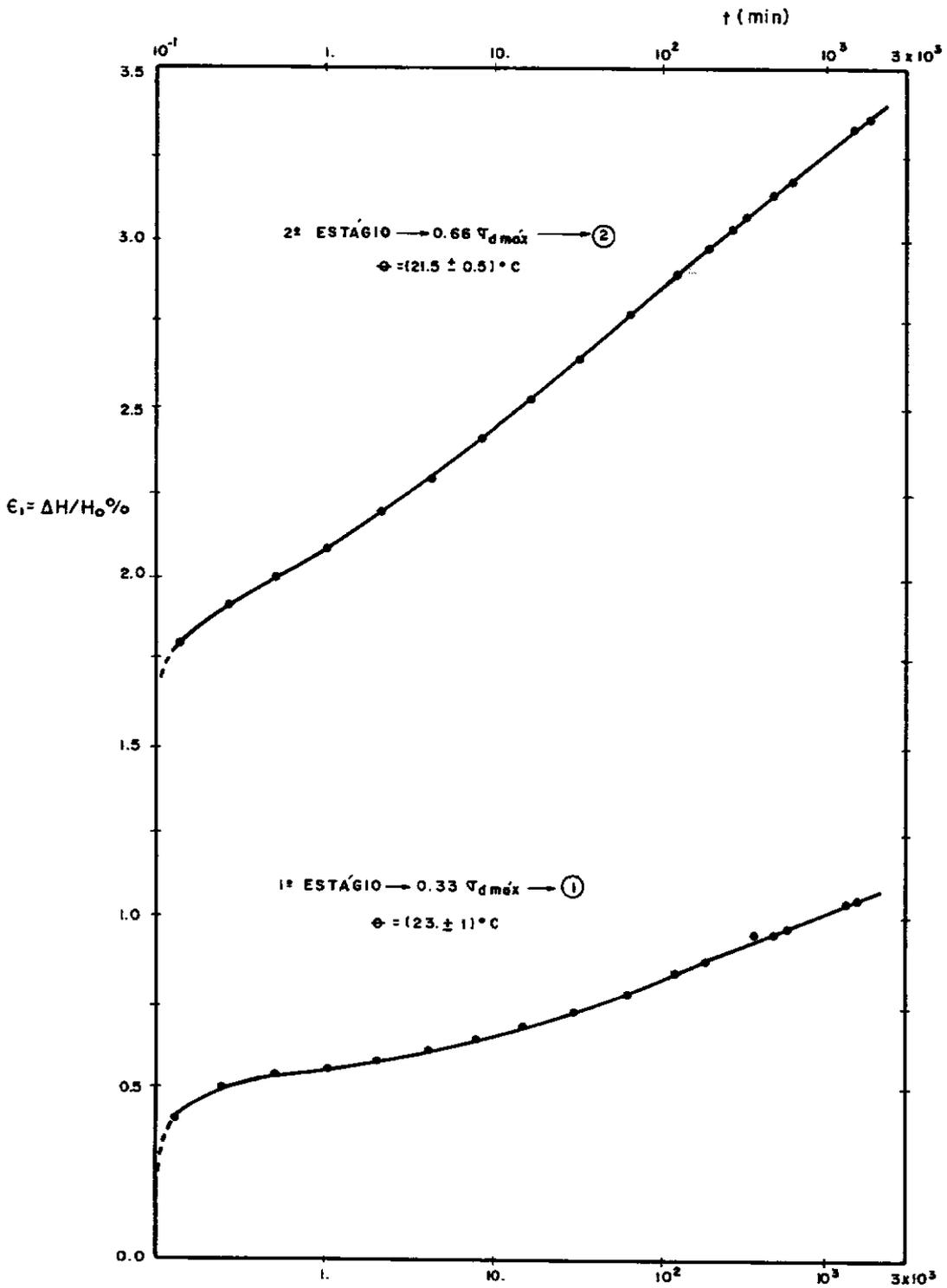


FIG. IV - 2 - DEFORMAÇÃO - TEMPO
 ENSAIOS DE CREEP NÃO - ADENSADOS
 NÃO - DRENADOS.

S - 2 AM N° 5 CP - 1
 15.00 m

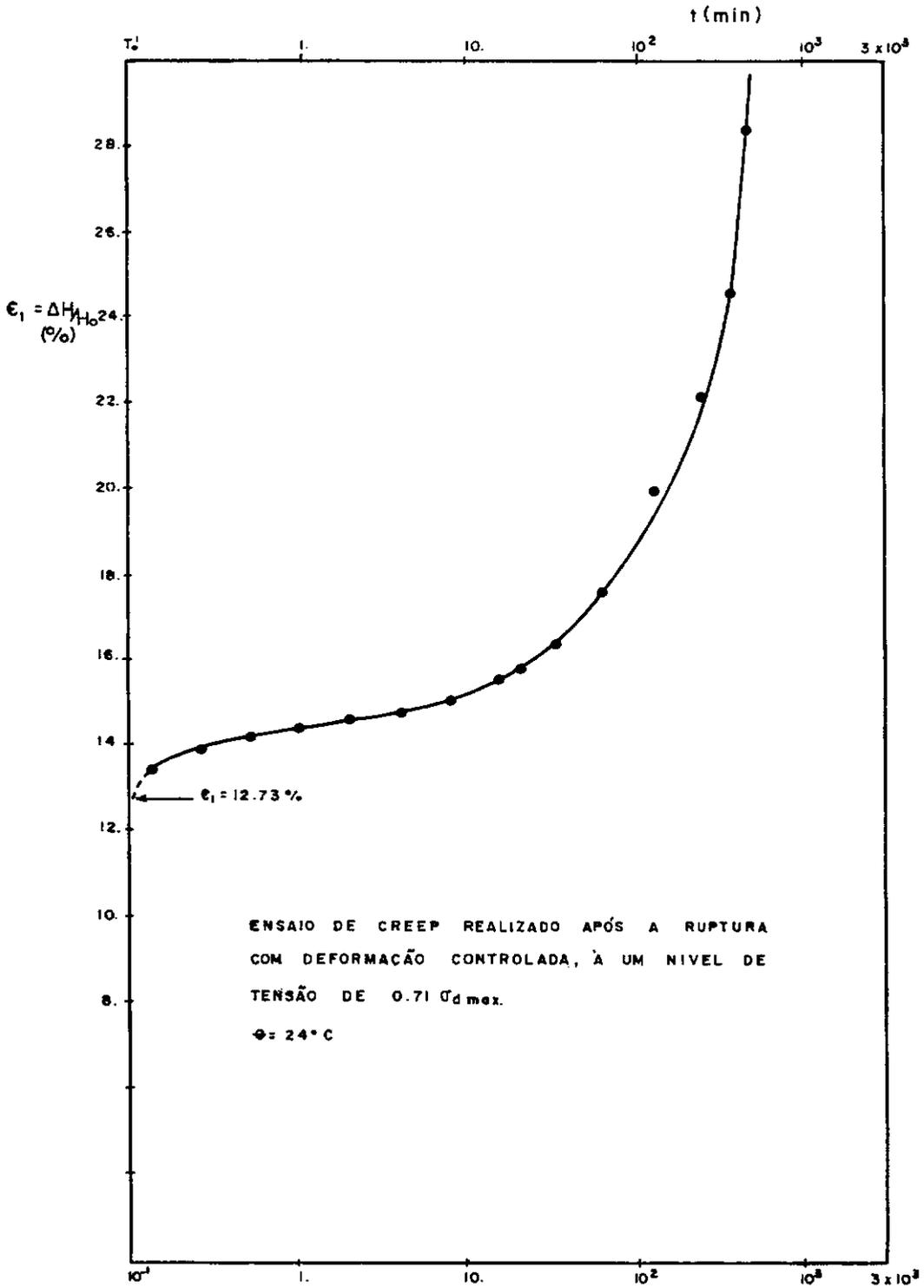


FIG. IV - 3 - DEFORMAÇÃO - TEMPO
ENSAIO DE CREEP NÃO-ADENSADO NÃO-DRENADO
 S - 2 AM N° 5 CP - 2
 15.00 m

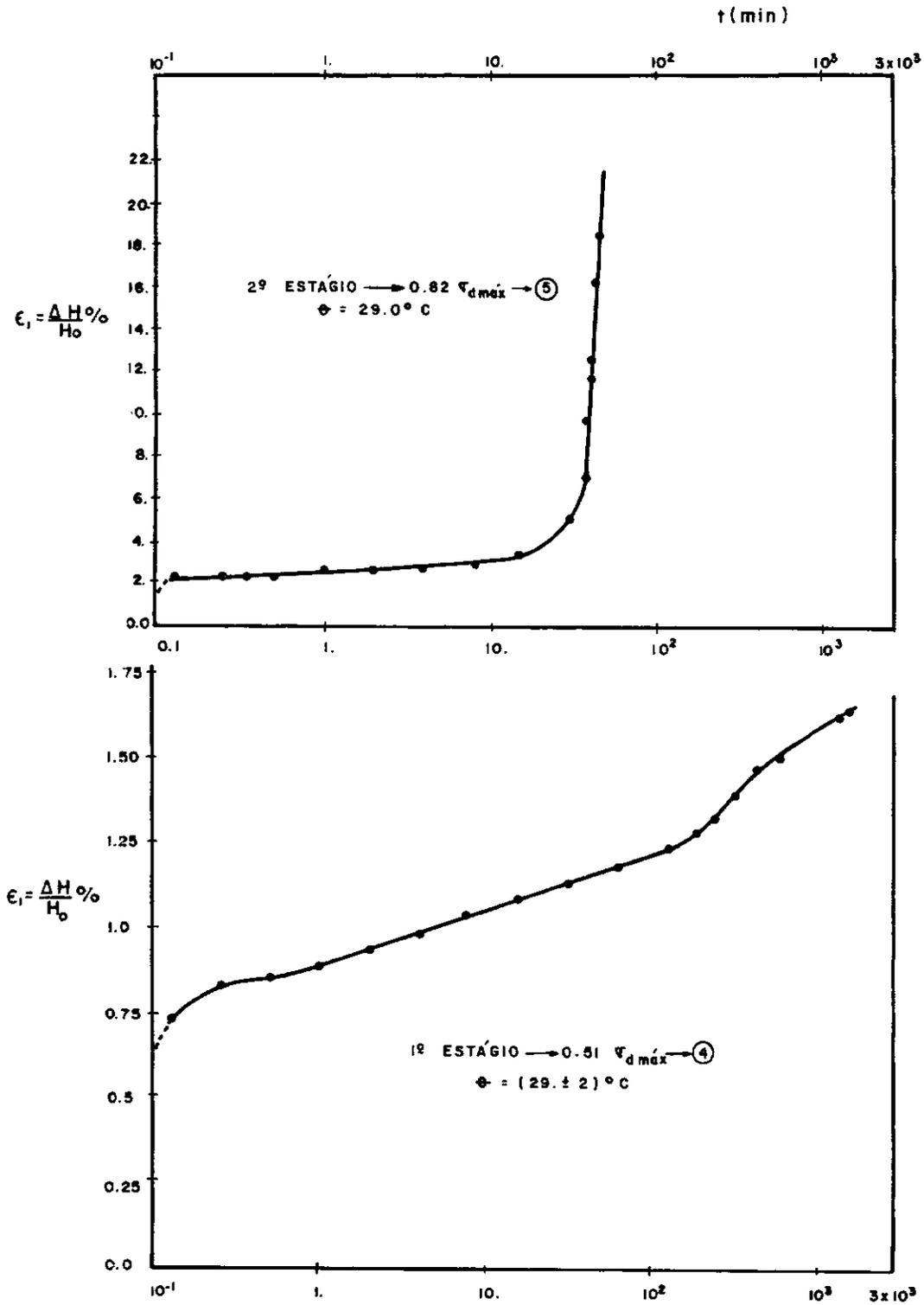


FIG. IV - 4 - DEFORMAÇÃO - TEMPO
 ENSAIOS DE CREEP NÃO-ADENSADOS
 NÃO - DRENADOS.

S - 2 AM N^o 5 CP - 3

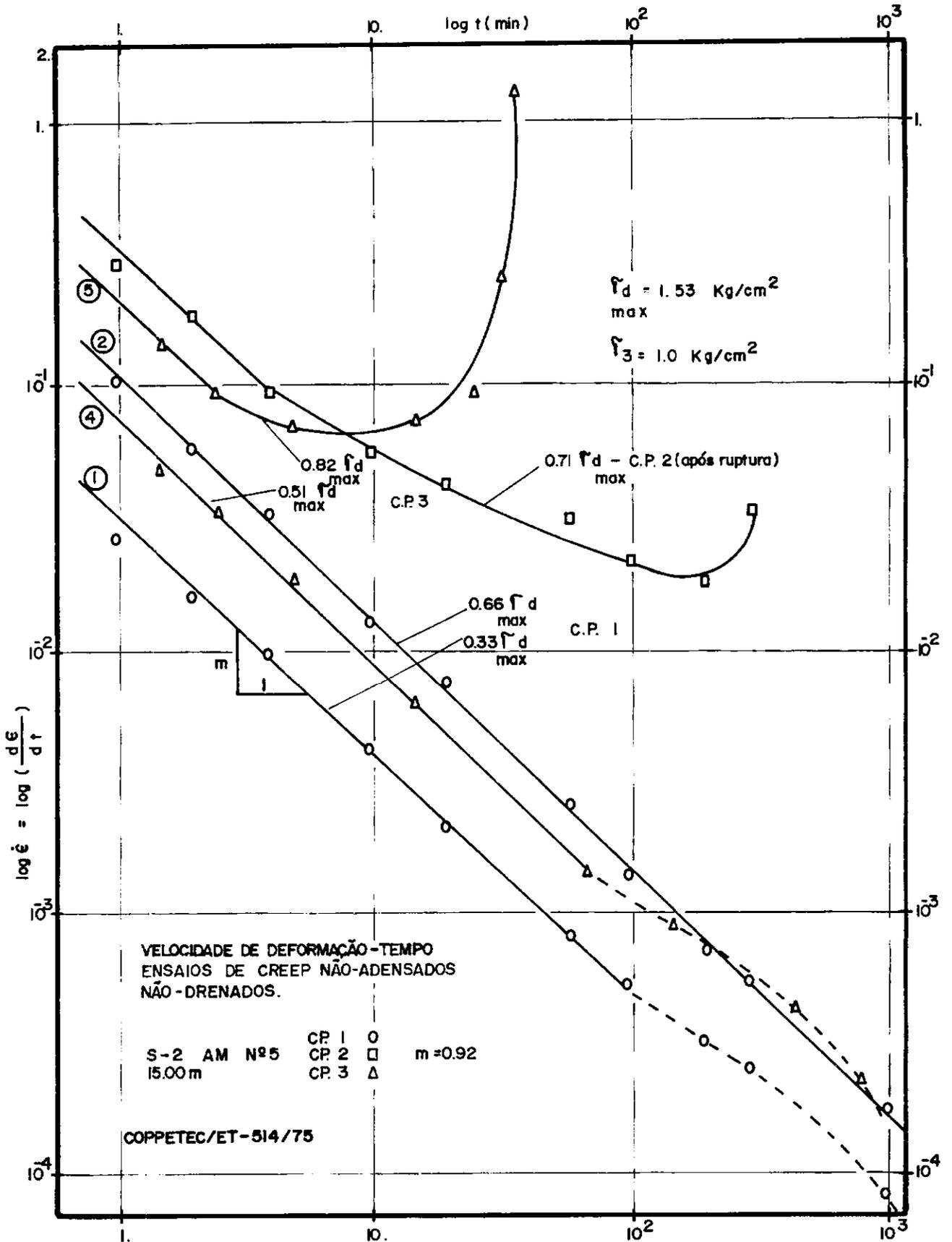


FIG. IV - 5

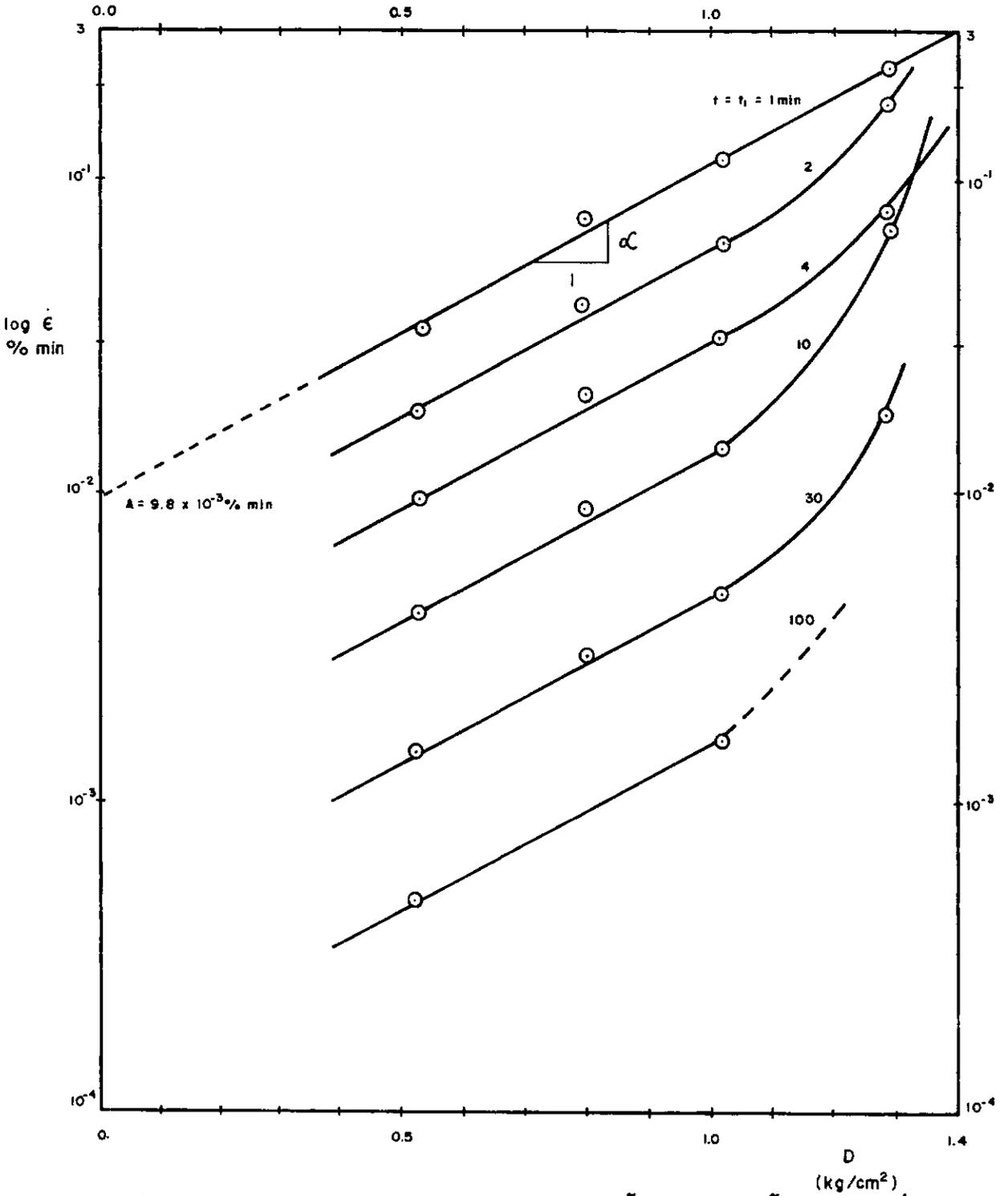
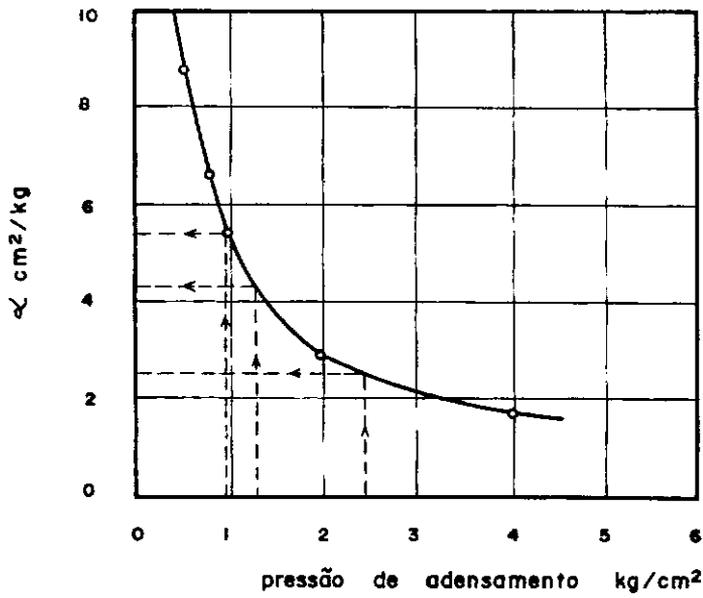


FIG. IV - 6 - VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO x TENSÃO DEVIATÓRIA.



(Mitchell e outros - 1.969)

FIG. IV - 7 - VARIAÇÃO DE α COM A PRESSÃO DE ADENSAMENTO.

FLANGE**CORTE VERTICAL**

Dimensões em mm
Escala: 1:100

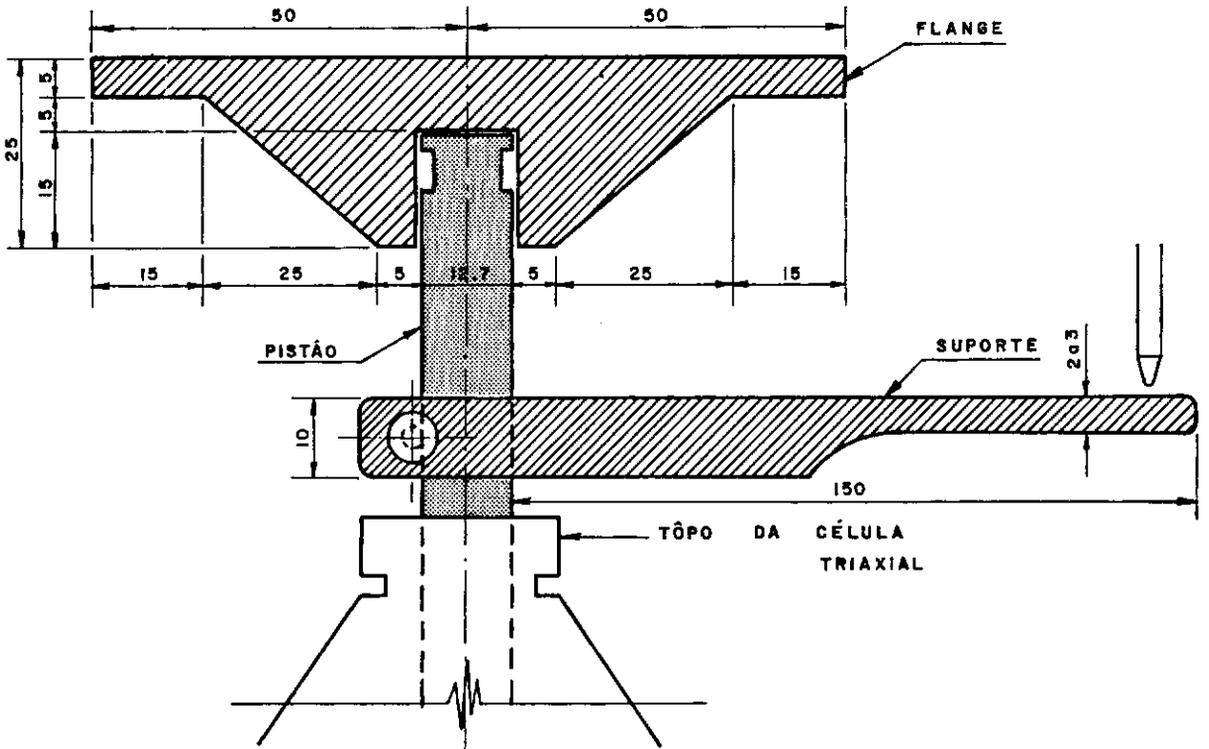
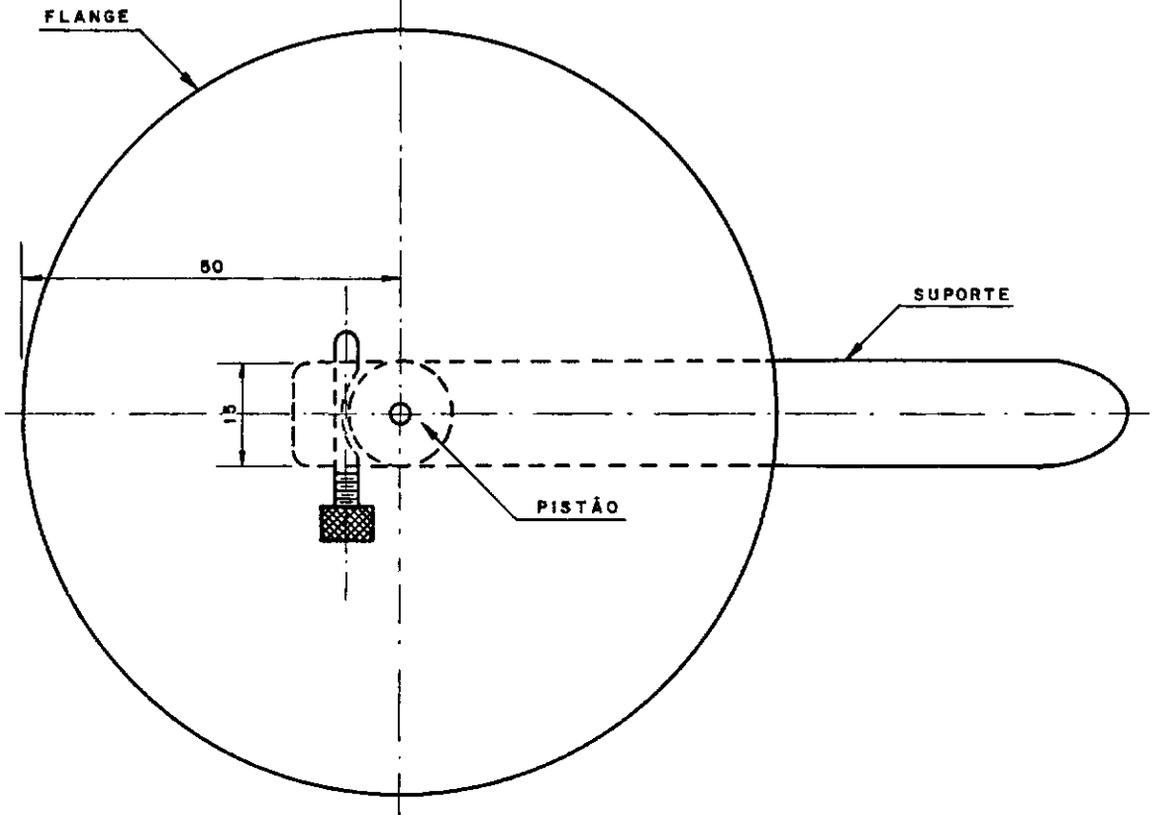
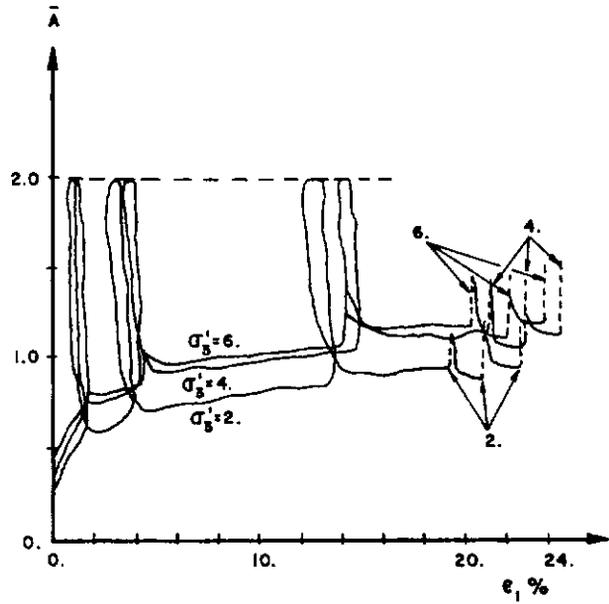
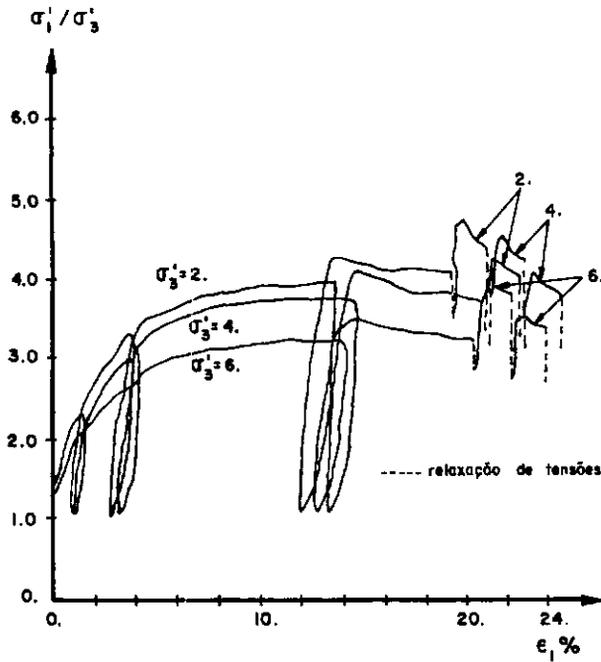
**PLANTA**

FIG. IV - 8 ACESSÓRIO PARA ENSAIO DE CREEP



$\dot{\epsilon} = 0.019 \% / \text{min}$
 relaxação de tensões

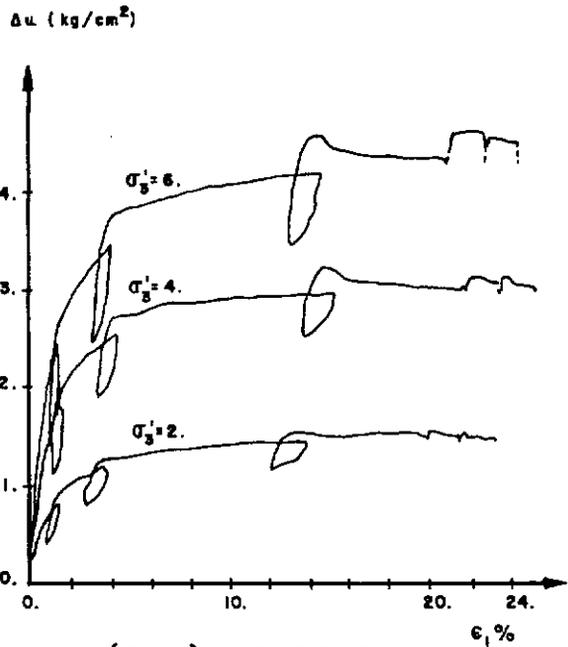
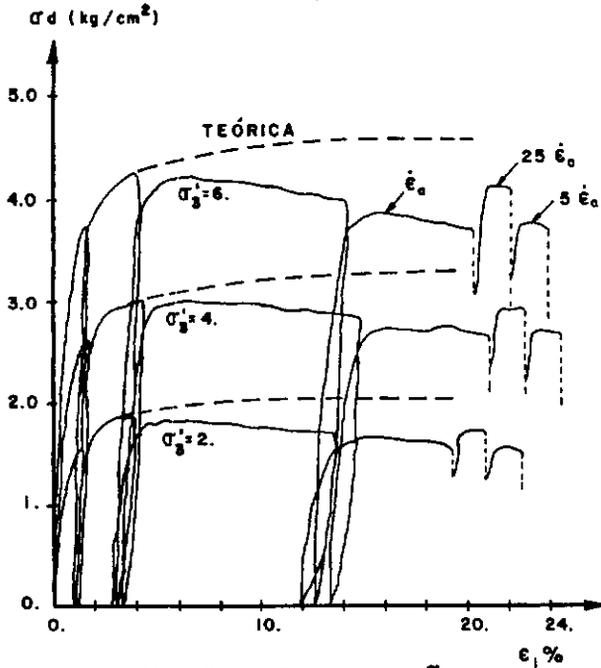


FIG. IV - 9 RELAXAÇÃO DE TENSÕES APÓS À RUPTURA ENSAIO CIÛ

S - 1	AM 2-2	$\sigma_3' = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
13.00m	AM 2-1	$\sigma_3' = 4.0 \text{ kg/cm}^2$
	AM 2-3	$\sigma_3' = 6.0 \text{ kg/cm}^2$

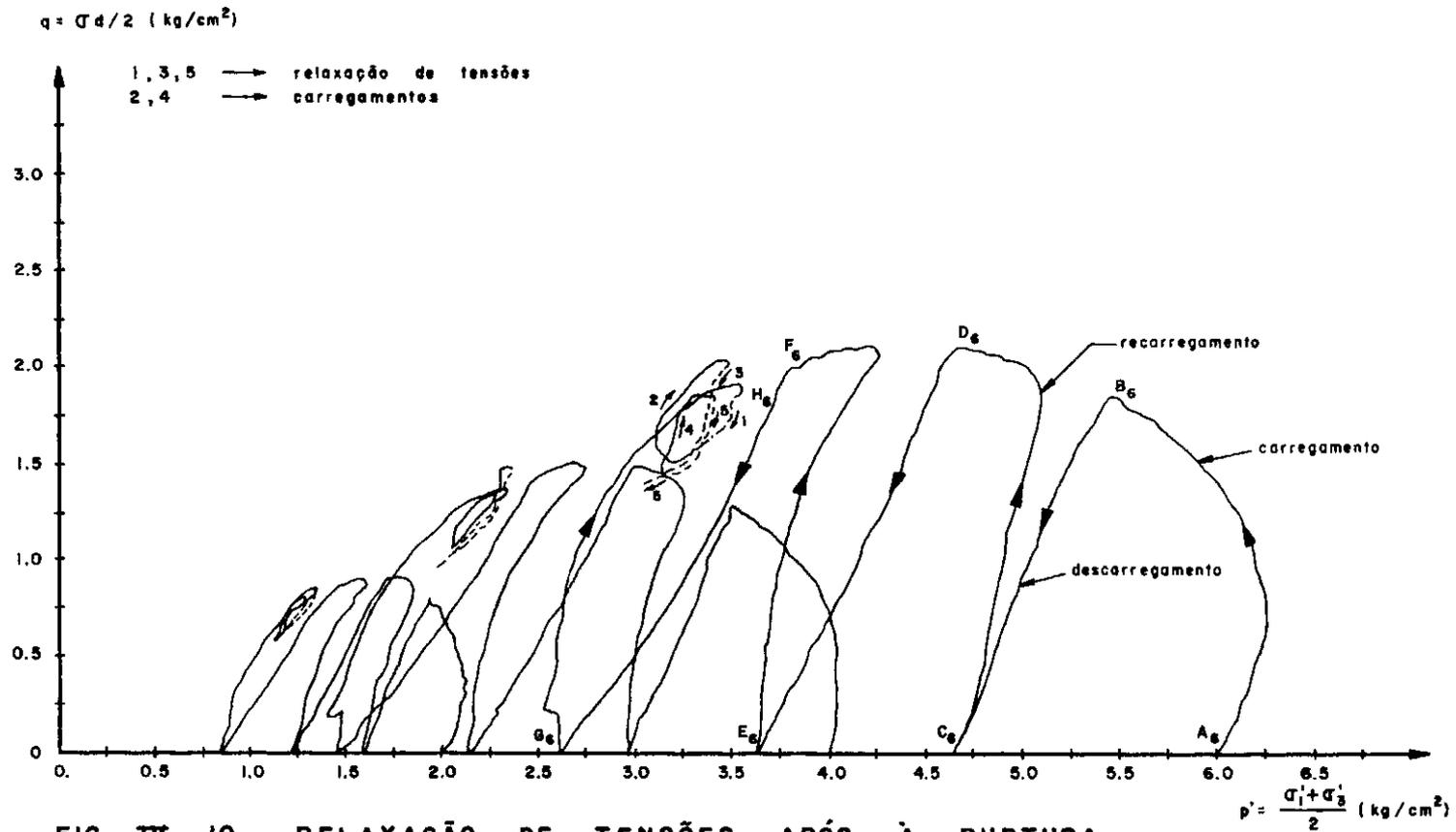


FIG. IV 10 RELAXAÇÃO DE TENSÕES APÓS À RUPTURA
CAMINHO DE TENSÕES EFETIVAS.

ENSAIOS CIŪ

S - 1	AM 2 - 2	$\sigma_3^i = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
13.00 m	AM 2 - 1	$\sigma_3^i = 4.0 \text{ kg/cm}^2$
	AM 2 - 3	$\sigma_3^i = 6.0 \text{ kg/cm}^2$

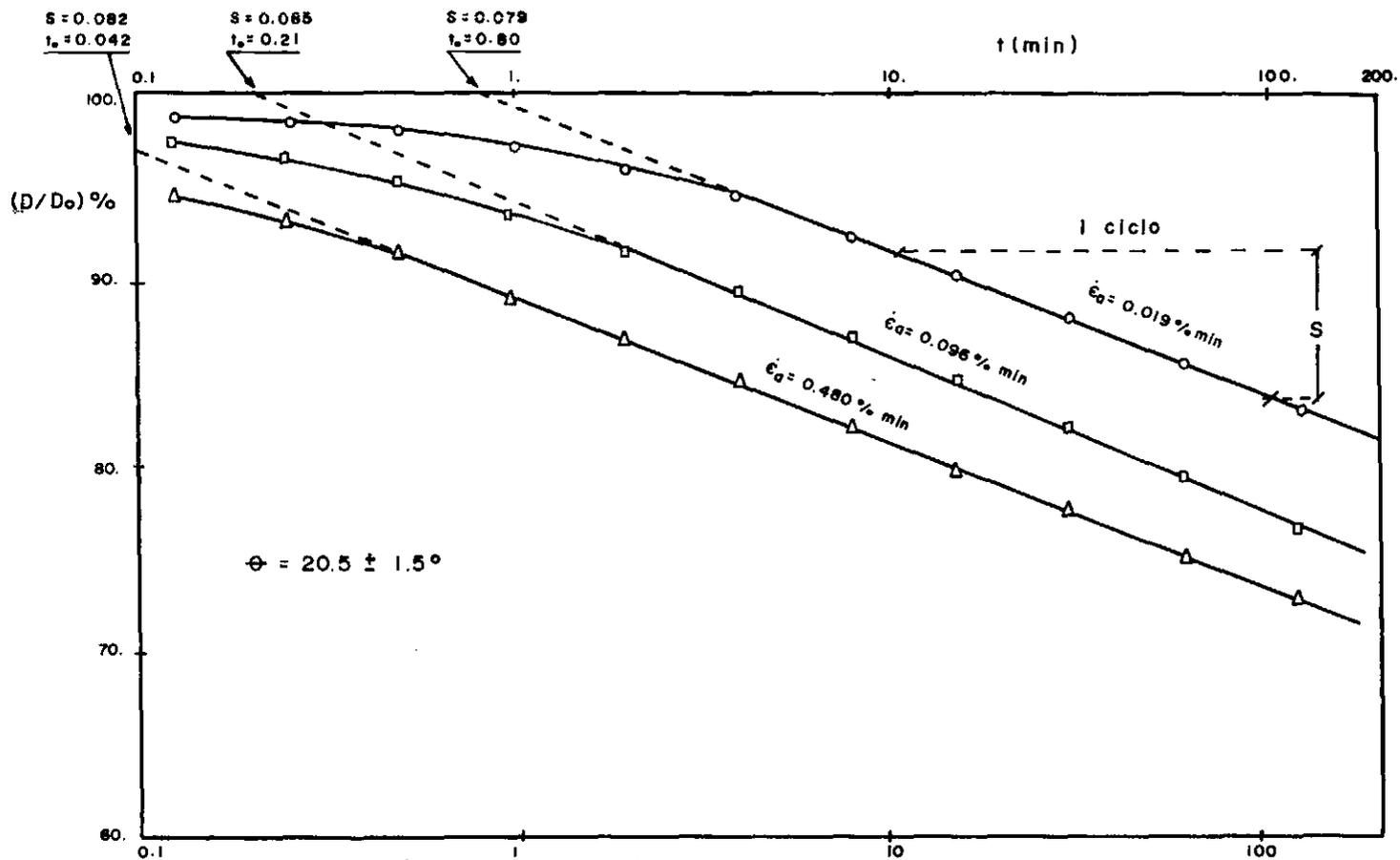


FIG. IV-II - RELAXAÇÃO DE TENSÕES APÓS A RUPTURA (CIŪ)

$s = 1$ AM 2-2
 13.00 m

$\sigma_3' = 2.0 \text{ kg/cm}^2$

$\circ - v_1 = 0.02 \text{ mm/min}$

$\Delta - v_2 = 0.50 \text{ mm/min}$

$\square - v_3 = 0.10 \text{ mm/min}$

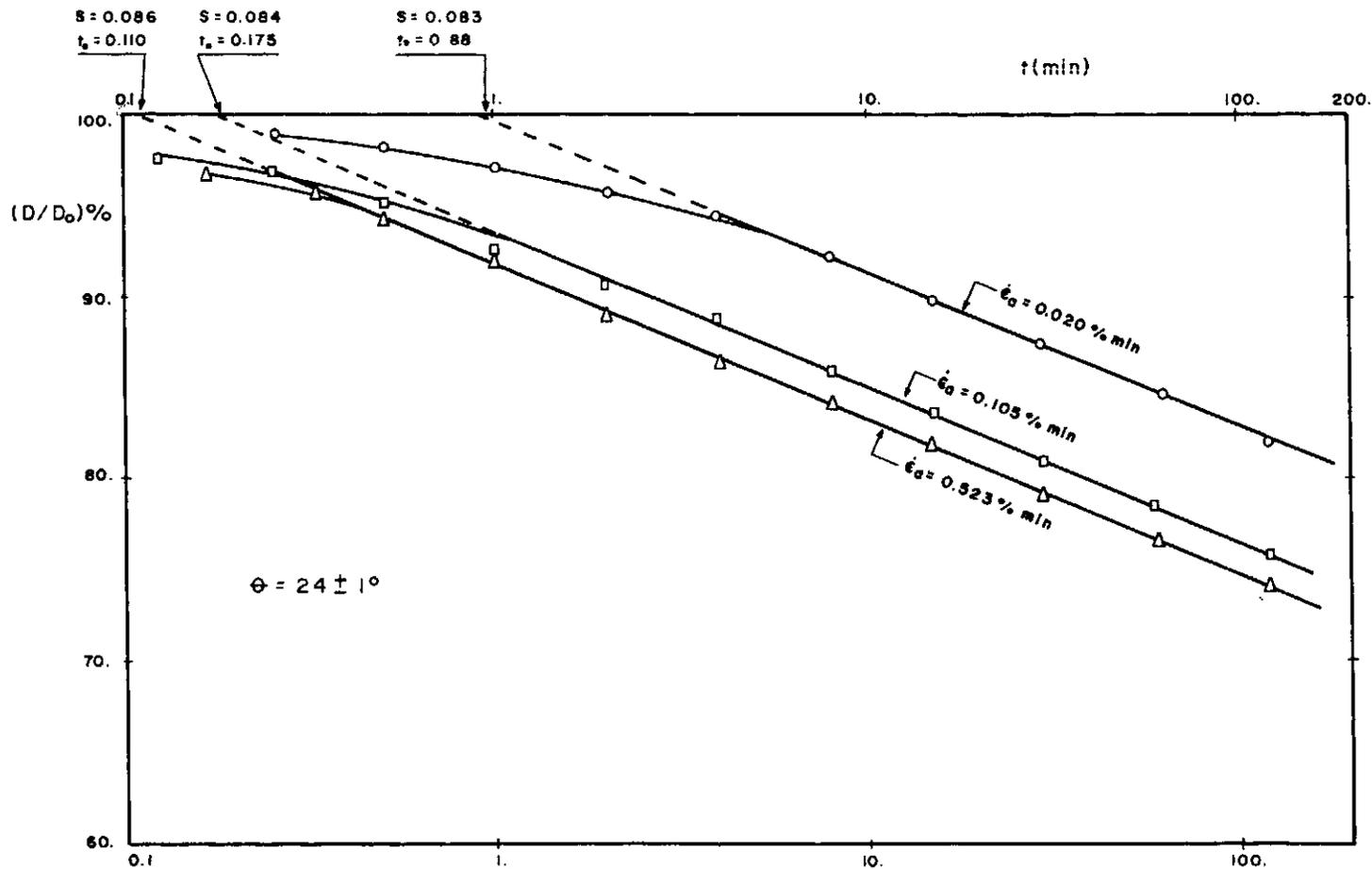


FIG. IV - 12 - RELAXAÇÃO DE TENSÕES APÓS A RUPTURA (CIÛ)

S - 1 AM 2 - 1
13.00 m

$\sigma_3' = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

- - $v_1 = 0.02 \text{ mm/min}$
- △ - $v_2 = 0.5 \text{ mm/min}$
- - $v_3 = 0.10 \text{ mm/min}$

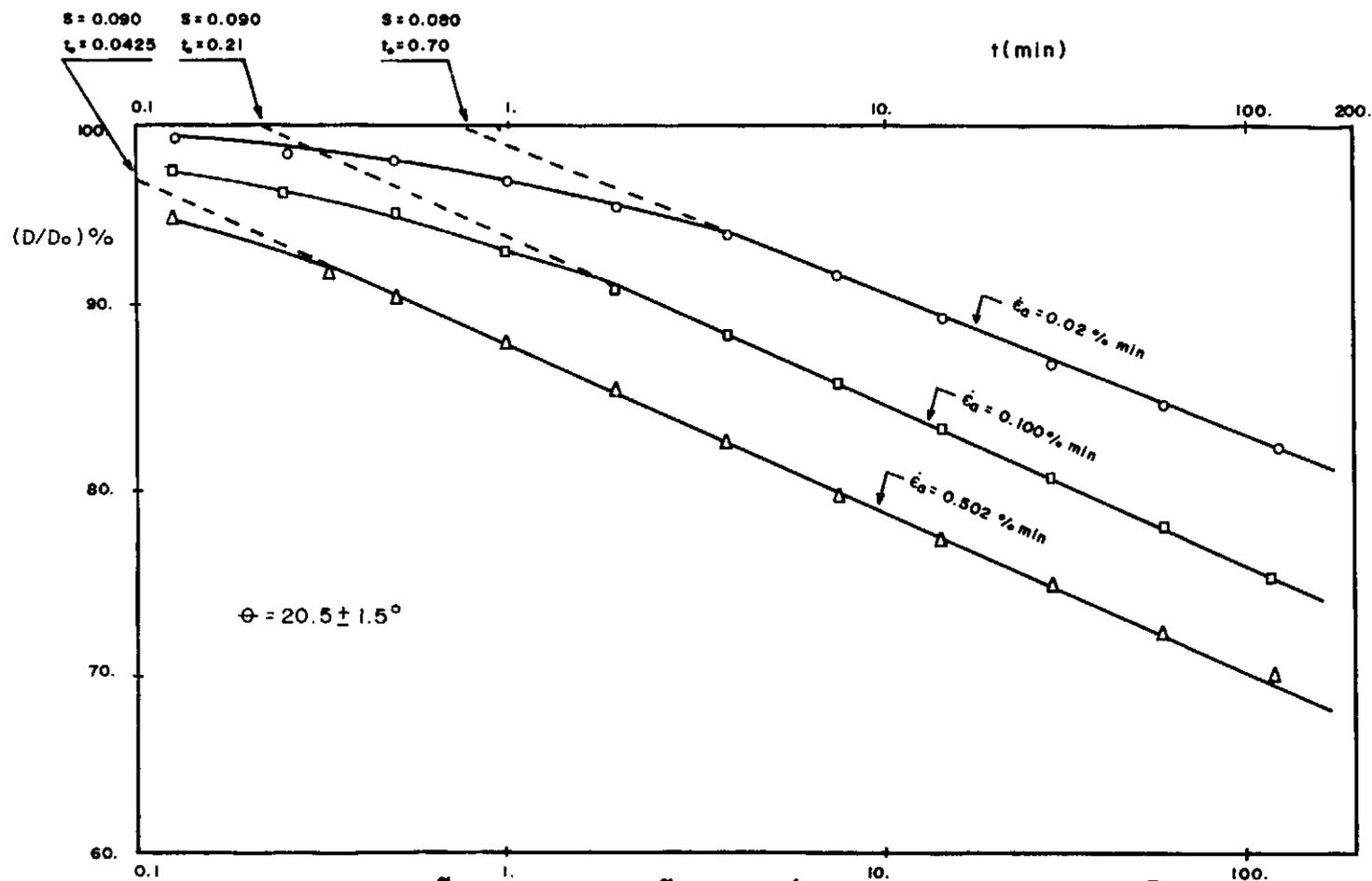


FIG. IV-13 - RELAXAÇÃO DE TENSÕES APÓS A RUPTURA (CIÜ)

$s = 1$ AM 2-3 $\sigma_y^i = 6.0 \text{ kg/cm}^2$
 13.00 m

○ - $v_1 = 0.02 \text{ mm/min}$
 △ - $v_2 = 0.5 \text{ mm/min}$
 □ - $v_3 = 0.1 \text{ mm/min}$

①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥ → ensaios de relaxação de tensões
 ⑦ → ensaio de creep

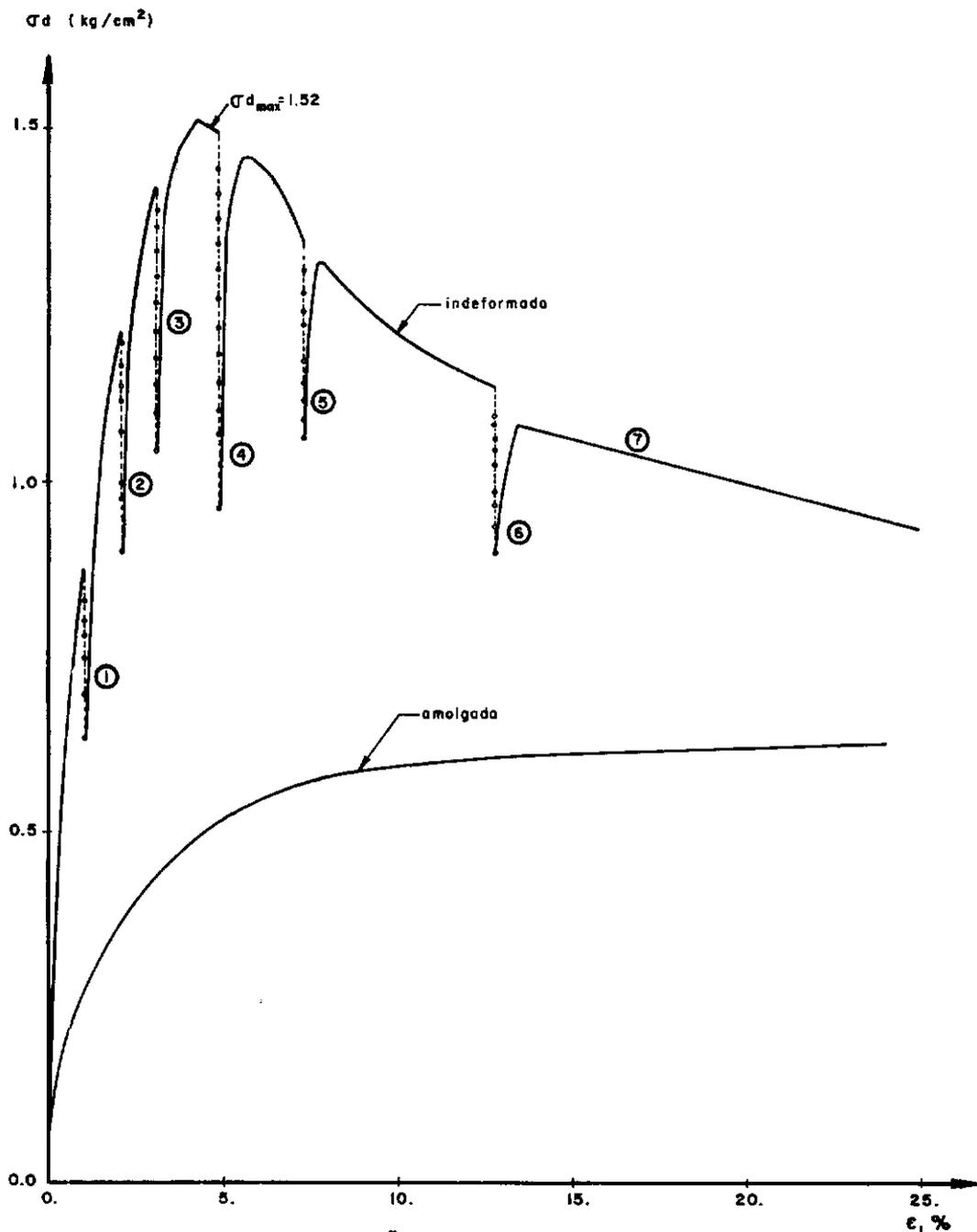


FIG. IV - 14 RELAXAÇÃO DE TENSOES E, CREEP APÓS À RUPTURA. ENSAIO UU

S - 2 AM. Nº 5 CP-2 $\sigma_{3_{cal}} = 1.0$ kg/cm²
 15.00m

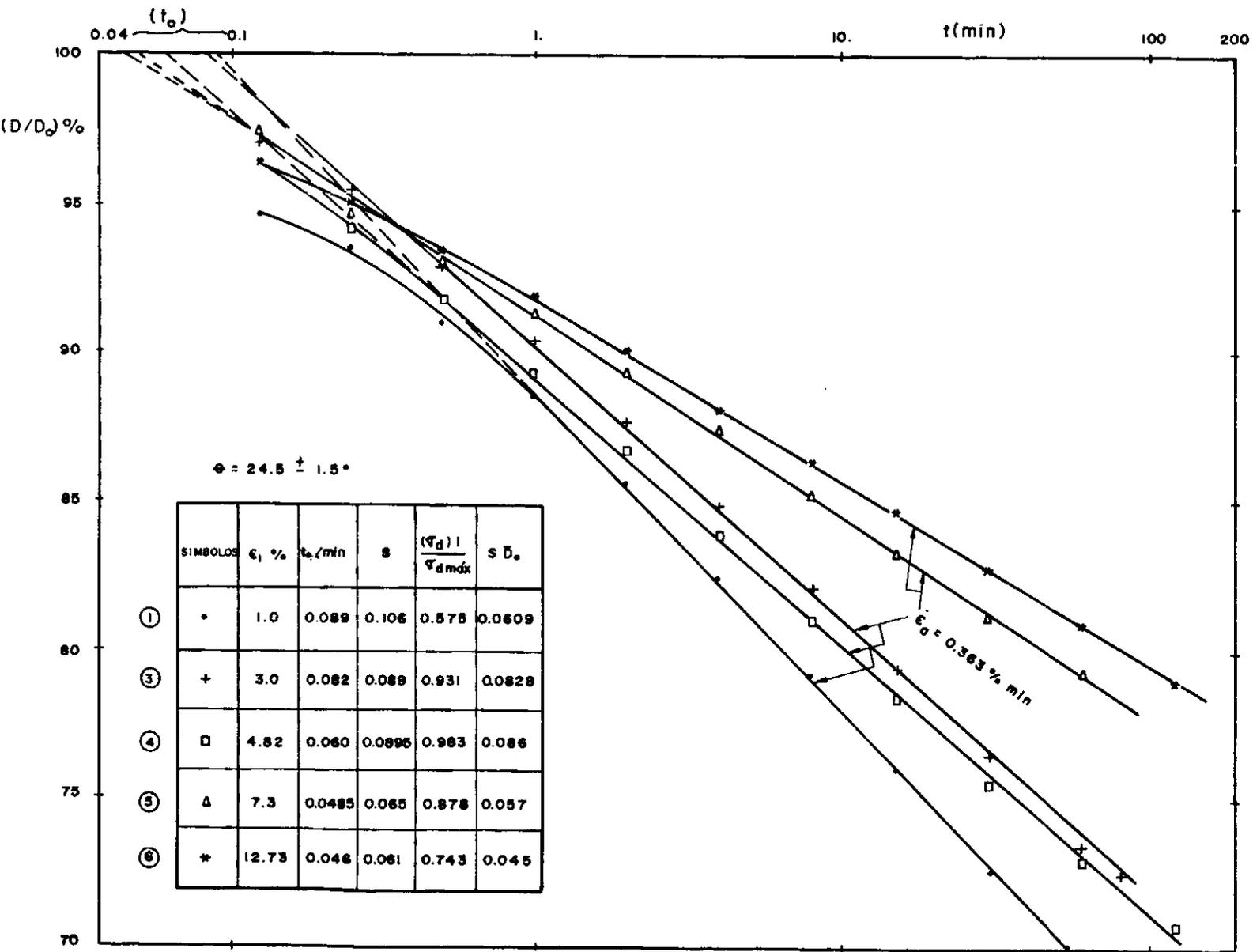


FIG. IV-15 - RELAXAÇÃO DE TENSÕES

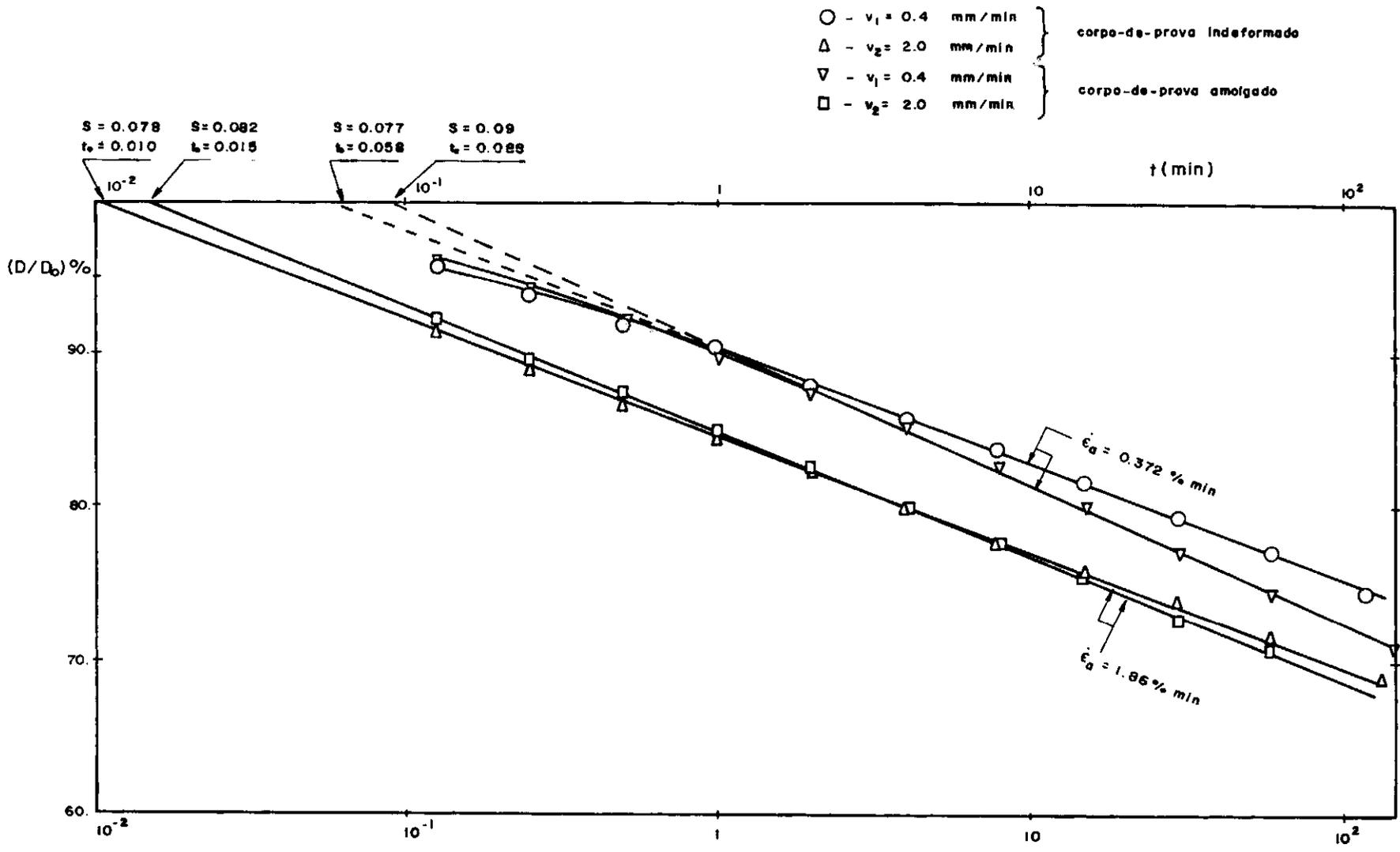


FIG. IV - 16 - RELAXAÇÃO DE TENSÕES (UU)

$S = 1$ $AM - 3 - 1$ $\sigma_{3cal} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
 14.0 m

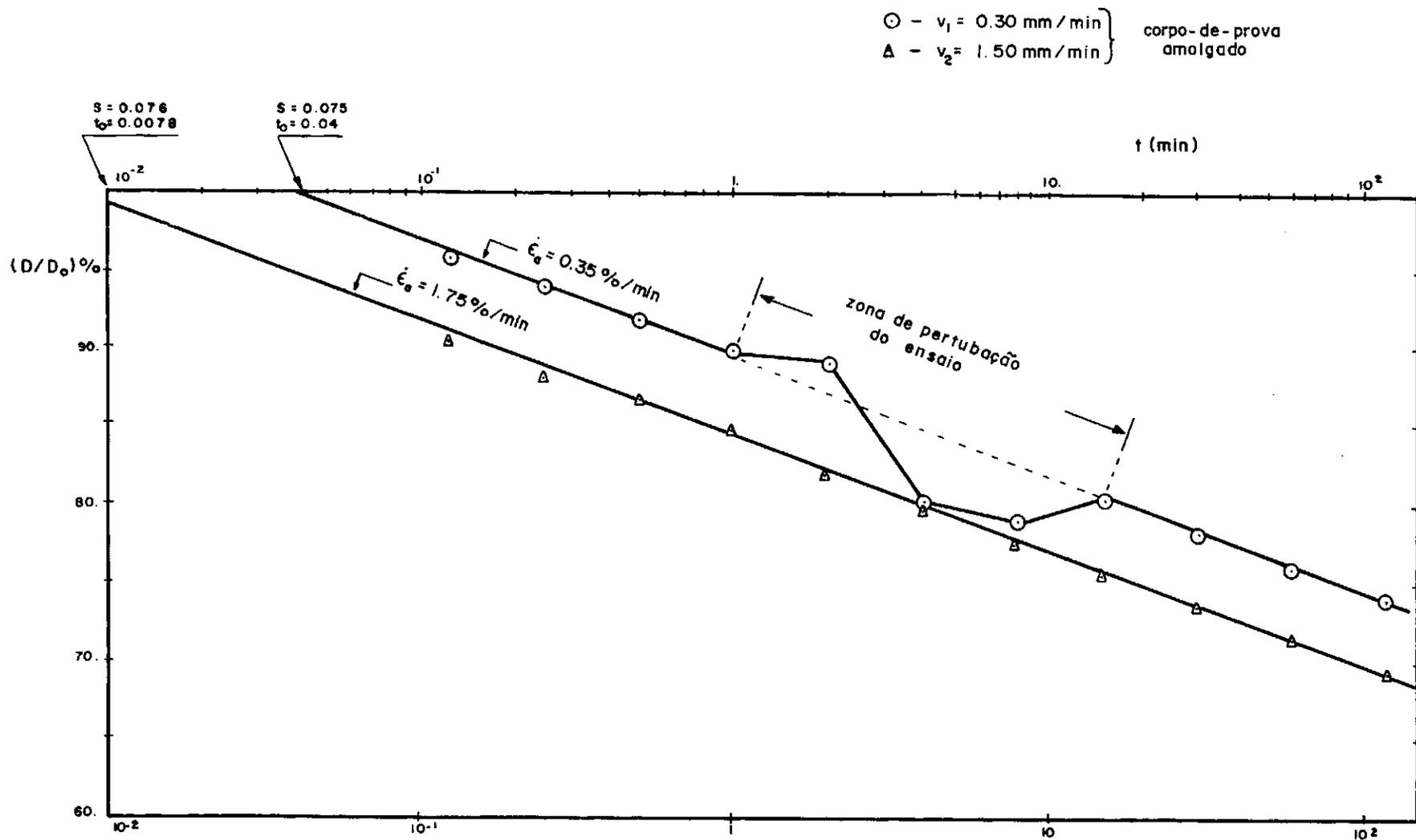


FIG. IV - 17 - RELAXAÇÃO DE TENSÕES (UU)

s-1 AM 6 - 3 $\sigma_{3\text{eol}} = 3.0 \text{ kg/cm}^2$
 17.00 m

V - CONCLUSÕES E SUGESTÕESCONCLUSÕES

1 - Dos resultados dos limites de Atterberg a diversas profundidades, obteve-se no Gráfico de Plasticidade uma linha paralela à linha A , o que comprovou que o depósito em estudo é composto de um mesmo tipo de argila, porém em diferentes porcentagens em cada profundidade.

2 - A matéria orgânica se encontra presente em porcentagens inferiores a 4% e sua influência na perda em peso durante a secagem da argila em estufas de 60°C com vácuo e 110°C foi praticamente desprezível.

3 - As amostras dos Shelbies de 4" são essencialmente de melhor qualidade que as dos Shelbies de 3", como se constatou pelo aspecto das curvas obtidas nos ensaios de adensamento oedométrico.

4 - O depósito provavelmente tem uma história de sedimentação de centenas ou milhares de anos de acordo com a relação p'_{pq}/p'_o , a qual cresce com o I.P.

5 - Não foi possível determinar uma variação da resistência não drenada, S_u , com a profundidade.

6 - A sensibilidade S do depósito situa-se em torno de 2 a 3.

7 - Os módulos de deformação obtidos nos ensaios UU são sensivelmente menores que os obtidos nos ensaios CIÛ, tanto no que se refere aos módulos tangentes iniciais E_i como aos módulos secantes, por exemplo, $E_{50\%}$.

8 - Obteve-se melhor concordância com a relação $\frac{Su}{p'_0}$ em função do limite de liquidez proposta por Skempton, quando se calculava os valores de $\frac{Su}{p_p}$ (sendo p_p a pressão de pré-adensamento) do que quando se utilizava a relação $\frac{Su}{p'_0}$ (sendo p'_0 a pressão efetiva vertical "in situ") ou $\frac{Su}{\sigma'_0}$ (sendo σ'_0 a pressão efetiva residual para a perfeita amostragem).

9 - Os ciclos de descarregamento-recarregamento tiveram pouca influência nos caminhos de tensões efetivas, na parte correspondente a tensões desvio superiores àquelas em que se efetuou o descarregamento.

10 - As relações $w_f \times \bar{p}_f \times q_f$ obtidas são ligeiramente curvas, o que confirma o r pré-adensamento do depósito.

11 - O ângulo de atrito efetivo, ϕ' , decresceu com a profundidade, provavelmente em consequência do acréscimo do I.P. com a profundidade.

12 - A formulação hiperbólica, obedecendo aos critérios de 0,7 e 0,95 de σ_{\max} e ao de 1% e 3% de ϵ_1 , mostrou-se adequada para simular a relação tensão-deformação até a ruptura do solo.

13 - Confirmou-se que o módulo tangente inicial E_i cresce com a pressão de adensamento e que é sensível ao amolgamento.

14 - Os módulos de elasticidade para descarregamento-recarregamento E_{UR} resultaram em valores inferiores ao módulo tangente inicial E_i , o que implica em $K_{UR} < K$. Esta condição, em desacordo com o que usualmente se menciona na literatura técnica, foi constatada em todos os 7 ensaios em que se realizaram tais medições.

15 - A assertiva de que solos com $m < 1$ (sendo m o coeficiente angular do trecho retilíneo dos gráficos $\log \dot{\epsilon} \times \log t$) se rompe com tensões desvios constantes inferiores à máxima, foi observada.

16 - O coeficiente angular α obtido em função dos ensaios de "creep" concordou com o α obtido em função da pressão efetiva vertical de pré-adensamento através do gráfico de Mitchell (Figura IV-7) (Referência 31).

17 - Nas Figuras V-1 e V-2 apresentam-se conclusões relativas aos parâmetros geotécnicos mais representativos para uso em um projeto de engenharia envolvendo escavações profundas neste depósito.

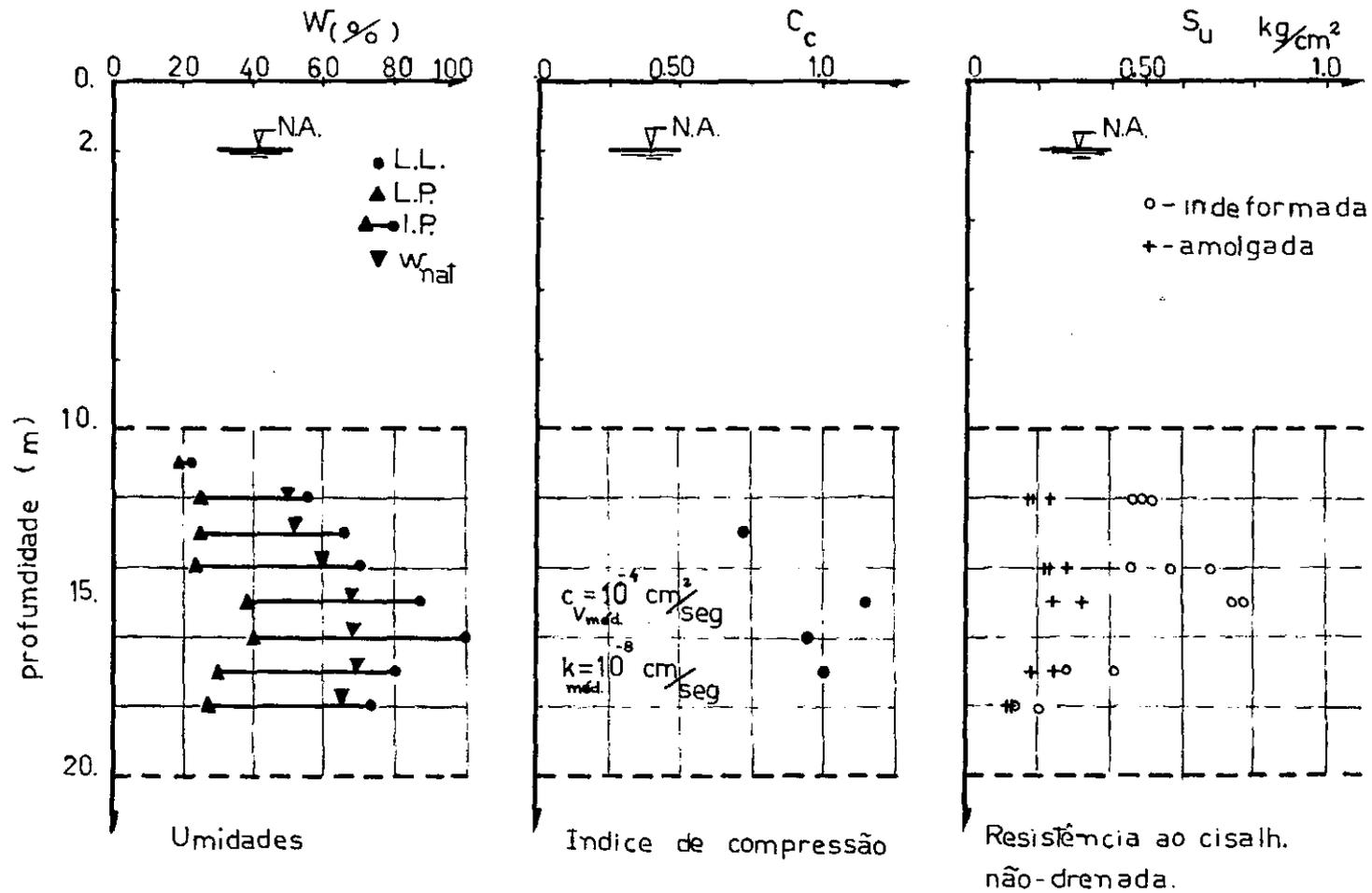


Fig. V-1

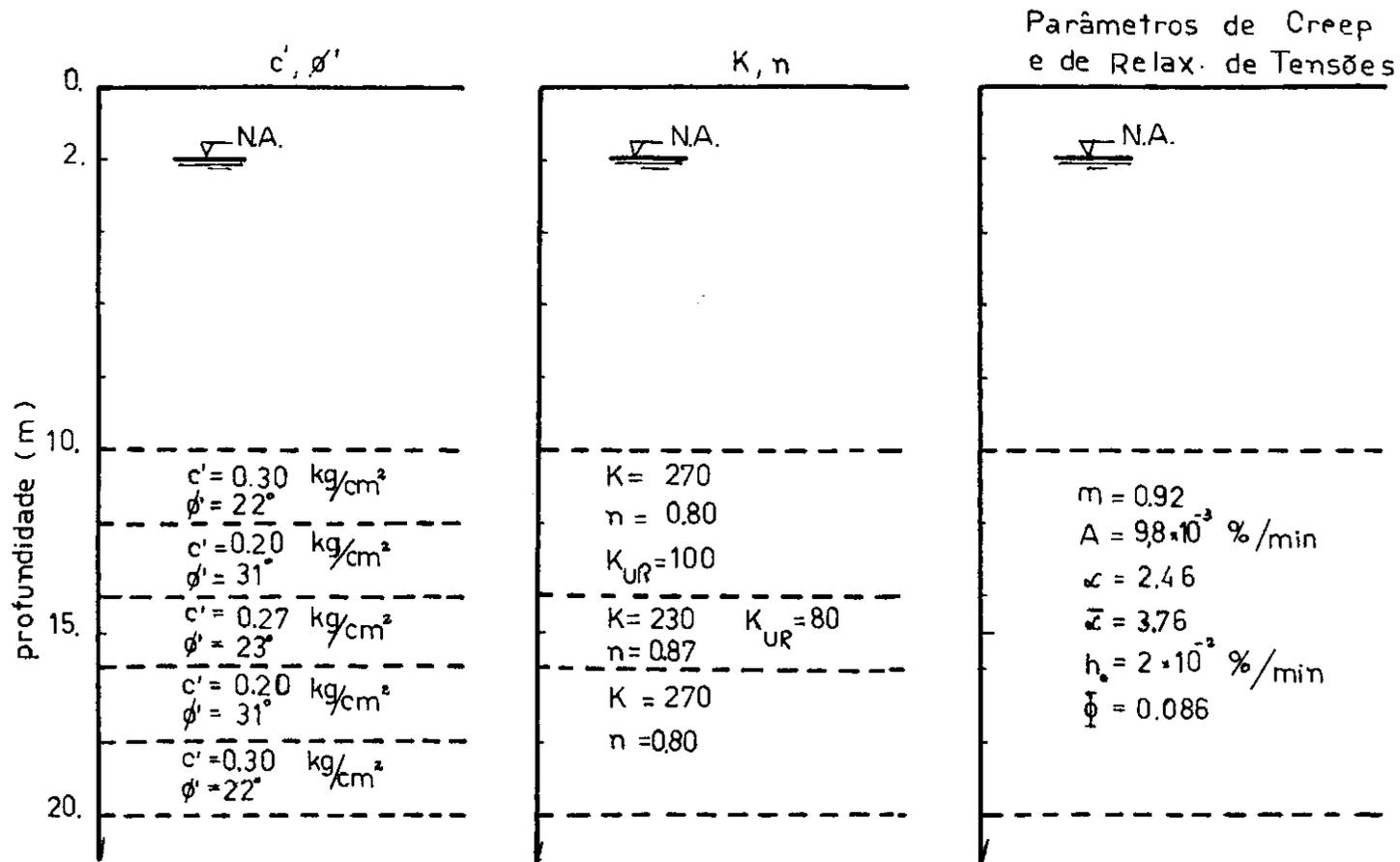


Fig V-2

SUGESTÕES

- 1 - Realização de um estudo físico-químico completo da argila orgânica de vários locais do Rio de Janeiro.
- 2 - Realização de ensaios de adensamento oedométrico com saturação por contra-pressão e verificação em laboratório do término do Adensamento Primário através de medições de dissipação da pressão neutra e principalmente para o caso de pequenos incrementos de pressões.
- 3 - Estudo do Adensamento Secundário para argilas moles de compressibilidade média a alta, inclusive comportamento visco-elástico linear, , como sugerido por Zeevaert⁽¹⁸⁾, com o tempo e comparar com resultados de ensaios de "creep" drenados.
- 4 - Determinação de parâmetros de resistência e tensão-deformação em amostras extraídas à mesma profundidade em furos de sondagem próximos (3 ou mais), utilizando técnicas cuidadosas de amostragem compatíveis com profundidades elevadas (amostradores de pistão estacionário e com diâmetros de 5", por exemplo).
- 5 - Corrigir o efeito da membrana na envoltória de resistência, uma vez que nos ensaios CIŪ realizados para a r argila mole em corpos-de-prova amolgados apresentou uma coesão efetiva $c' = 0,19 \text{ Kg/cm}^2$.

- 6 - Realização de ensaios triaxiais com caminhos de tensões mais representativos de uma escavação, por exemplo, σ_3 constante e σ_1 decrescente.
- 7 - Verificação do comportamento das argilas moles quando submetidas a carregamentos sucessivos. É conveniente ainda se verificar a possível existência de um nível crítico de tensões e, em caso positivo, submeter a amostra a vários ciclos com tensões inferiores à do nível crítico e observar o comportamento das deformações e dos módulos de deformação E_{UR} . Este estudo tem interesse para escavações escoradas por estroncas, por exemplo.
- 8 - Realização de ensaios de "creep" drenados e não-drenados (tipo CD ou C \bar{U}) tanto para argilas moles como para outros tipos de solos brasileiros e estabelecer correlações (Referência 33).
- 9 - Execução de ensaios de relaxação de tensões para outros tipos de solos e ainda para argilas moles e verificação do relacionamento da velocidade de deformação específica $\dot{\epsilon}$ com o tempo t_0 (tempo decorrido até o início da relaxação de tensões), como sugerido na Referência 33.
- 10 - O parâmetro m que define o potencial de "creep" de um solo é importante para o caso de aterros sobre argilas moles. O seu conhecimento por intermédio de ensaios de laboratório, associado aos parâmetros de adensamento do solo, poderá ser um guia útil para a opção entre a construção do aterro em uma única etapa ou por diversas etapas.

BIBLIOGRAFIA

- 1 - FREITAS JUNIOR, M.S. , "Limites de Consistência: correlações e causas principais de erros de interpretação", Anais do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, S.P., Vol.II- pg.163, 1974.
- 2 - MELLO, F.B.V., "Mecânica dos Solos, Fundações e Obras de Terra", Escola de Engenharia de São Carlos, Vol.I, 1962.
- 3 - WU, T.H., "Soil Mechanics", Allyn and Bacon, Inc. Boston, 1972.
- 4 - TEIXEIRA, D.C.L., "Características Geotécnicas dos Depósitos de Argila Mole do Recife, a influência da matéria orgânica", Tese M.Sc., COPPE, 1972.
- 5 - BOGOSSIAN, F. e LIMA, D.C., "Sobre os limites de consistência das argilas orgânicas", Anais do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, S.P., Vol.II, pg.293, 1974.
- 6 - QUEIROZ DE CARVALHO, J.B., "Algumas Propriedades Físico-Químicas e de Engenharia de uma Argila Orgânica do Recife", Tese M.Sc. Campina Grande, 1975.
- 7 - ORTIGÃO, J.A.R., "Contribuição ao estudo de propriedades geotécnicas de um depósito de argila mole da Baixada Fluminense", Tese M.Cs., COPPE, 1975.
- 8 - AMORIM J., W.M. , "Contribuição ao Estudo das Argilas Orgânicas de Pernambuco", Tese M.Sc., COPPE, 1975.

- 9 - LAMBE, T.W. and WHITMAN R.V., "Soil Mechanics", Wiley International Edition, 1969.
- 10 - LADD, C.C., "Strength parameters and stress-strain behavior of saturated clays", M.I.T. - Department of Civil Engineering, Research Report R 71-23, 1971.
- 11 - BJERRUM, L., "Engineering geology of norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings", Geotechnique Vol.17, N^o2, England, 1967.
- 12 - PERLOFF, W.H., "Pressure distribution and settlement" , Foundation Engineering Handbook. Edited by Hans F. Winterkorn and Hsai-Yang Fang, 1975.
- 13 - NAVFAC DM-7 , "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, Design Manual", Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Washington D.C., 1971.
- 14 - LADD, C.C., "Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils", M.I.T. Special Sumeer Program 1.345, April 1973.
- 15 - BJERRUM, L. , "Embankments on Soft Ground", Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Purdue University, Vol.II, 1972.
- 16 - LADD, C.C. and LAMBE, T.W. , "The Strength of Undisturbed Clays Determined from Undrained Tests" , ASTM STP 361, Laboratory Shear Testing of Soils, pg 343, 1963.

- 17 - BISHOP, A.W. and HENKEL, D.J. , "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test", Ed. Arnold, London, 1962.
- 18 - ZEEVAERT, L., "Foundation Engineering ofor Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold Company, N.Y., 1972.
- 19 - MITCHELL, J.K., "Soil Mechanics-Special Topics Soil Behavior", Apontamentos de aula - Curso COPPE/UFRJ, 1973.
- 20 - LEONARDS, G.A., "Foundation Engineering", McGraw-Hill Book Company, Inc., 1962.
- 21 - LADD, C.C., "Stress-Strain Modulus of Clay in Undrained Shear", ASCE, Conf. on Design of Foundations for Control of Settlements, Evanston, Illinois, 1964.
- 22 - NOORANY, I. and SEED, H.B., "In-situ strength characteristics of soft claus", ASCE JSMFD, SM 2, Março 1965.
- 23 - CURSO DE ENSAIOS DE SOLOS , "Resistência ao cisalhamento de solo determinada por Ensaio da Compressão Triaxial", COPPE/UFRJ, 1974.
- 24 - LACERDA, W.A., DIAS, P.H.V. e PEIXOTO, F.J.L., "Estudo dos Parâmetros de Solos para Análise por Elementos Finitos", Anais do 19 SEMBRAMEF, COPPE/UFRJ, pg.85, 1974.
- 25 - SANGREY, D.A.; HENKEL, D.J. and ESRIG, M.I., "The Effective Stress Response of a Saturated Clay Soil to Repeated Loading", Canadian Geotechnical Journal, 6, 241, 1969.

- 26 - LO, K.Y., "The Pore Pressure-Strain Relationship of Normally Consolidated Undisturbed Clays", Part I - Theoretical Considerations. Canadian Geotechnical Journal, 6, 383, 1969.
- 27 - KONDNER, R.L., "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", Journal SMFD, ASCE, Vol. 89, SM-1, pg 115, 1963.
- 28 - WONG, K.S.; DUNCAN, J.M., "Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Nonlinear Finite Element Analyses of Stress and Movements in Soil Masses", Office of Research Services, Univ. of California, Berkeley, Report No TE 74-3, July 1974.
- 29 - SINGH, A. and MITCHELL, J.K., "Creep Potential and Rupture of Soils", Proceedings of 7th ICOSOMEF, pg. 379, México, 1969.
- 30 - SHIBATA, T. and KARUBE, B., "Creep Rate and Creep Strength of Clays", Proceedings of 7th ICOSOMEF, pg 361, México, 1969.
- 31 - LACERDA, W.A., "Determinação de Parâmetros de Solos para uso no Método dos Elementos Finitos", Notas de aulas, Hidroservice, Janeiro 1975.
- 32 - LACERDA, W.A., "Propriedades Físico-Químicas dos Solos", Aparentamentos de Aulas, Curso COPPE/UFRJ, 1974.
- 33 - LACERDA, W.A. and HOUSTON, W.N., "Stress Relaxation in Soils", Proceedings of 8th ICOSOMEF, pg. 221, Moscou, 1973.
- 34 - HVORSLEV, M.J., "Subsurface Exploration and the Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes", U.S. Waterways Expt. Stn., 1949.

- 35 - BERBERIAN, D., "Prospecção do Sub-solo", COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Julho de 1971.
- 36 - PEIXOTO, F.J.L., "Obtenção em laboratório de parâmetros de solos para aplicação no método dos elementos finitos", Tese M.Sc., COPPE, 1976.

LISTA DE AUTORES CITADOS

(O número à direita indica a referência bibliográfica no texto)

AMORIM JUNIOR, W.M.	8
BERBERIAN, D.	35
BISHOP, A.W. and HENKEL, D.J.	17
BJERRUM, L.	11, 15
BOGOSSIAN, F. e LIMA, P.C.	5
CURSO DE ENSAIOS DE SOLOS	23
FREITAS JUNIOR, M.S.	1
HVORSLEV, M.J.	34
KONDNER, R.L.	27
LACERDA, W.A.	24, 31, 32, 33
LADD, C.C.	10, 14, 16, 21
LAMBE, T.W.	9
LEONARDS, G.A.	20
LO, K.Y.	26
MELLO, F.B.V.	2
MITCHELL, J.K.	19
NAVFAC DM-7	13
NOORANY, I. and SEED; H.B.	22
ORTIGÃO, J.A.R.	7
PEIXOTO, F.J.L.	36
PERLOFF, W.H.	12

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B.	6	
SANGREY, D. A. ; HENKEL, D. J. and ESRIG, M. I.		25
SHIBATA, T. and KARUBE, B.	30	
SINGH, A. and MITCHELL, J. K.	29	
TEIXEIRA, D. C. L.	4	
WONG, K. S., DUNCAM, J. M.	28	
WU, T. H.	3	
ZEEVAERT, L.	18	

A P Ê N D I C E S

1 - SONDAGENS

As sondagens constaram de dois furos com a finalidade de se obter amostras de argila com amostradores tipo "Shelby" a saber:

- | | |
|-----|--------------------|
| S-1 | com diâmetro de 3" |
| S-2 | com diâmetro de 4" |

O Furos S-1 foi executado de 17/02 a 22/02 e o S-2 de 14/06 a 18/06/1975 e os resultados obtidos foram considerados adequados à finalidade.

DESCRIÇÃO DO TRABALHO REALIZADO

1 - Equipamento utilizado

- Tripé com roldana
- Trado tipo escavadeira
- Hastes AX
- Tubos de revestimento de 4" e 6"
- Trépanos
- Amostrador padrão S.P.T.
- Amostradores "Shelby" de parede fina e bocal cortante de 3" e 4".
- Motor a explosão

- Guincho
- Peso de cravação de 65Kg
- Batente para hastes
- Canos e tubos
- Ferramentas e materiais necessários à operação

2 - PERFURAÇÃO

- Iniciada com trado cavadeira de diâmetro de 4" para o S-1 e 6" para o S-2 e prosseguindo até atingir o N.A. (nível d'água) à profundidade de 2.0m, já na camada de areia fofa existente no local.

- Como o material acima do N.A. estava sujeito a desmoronamento, o furo foi realizado com auxílio de lama beutonítica e avanço do revestimento na camada de areia (+ 4.0m).

- A partir dos limites de operação com trado, a perfuração prosseguiu por meio de trépano e lavagem. Essa ferramenta tem sua extremidade em forma de bisel com dois orifícios laterais para saída da água de lavagem, circulante através das hastes a ele acopladas. A perfuração foi executada pelo alçamento do conjunto "hastes-trépano" à altura de 30 cm, acompanhado de movimento rotacional imprimido manualmente após sua queda. (O limite de aplicação desse processo ocorre ao atingir penetrações inferiores a 5cm em 3 períodos consecutivos de 10 min. de operação, quando o material é então considerado impenetrável).

- Para um perfeito controle das profundidades atingidas foi estabelecido um nível de referência à superfície, ao qual foi relacionado o comprimento total das hastes e a sobra das mesmas.

3 - AMOSTRAGEM POR ENSAIO DE PENETRAÇÃO

O interesse principal das sondagens foi a obtenção de amostras de argilas e como sua ocorrência se verificou a profundidades elevadas ($\approx 11.0\text{m}$) e prevendo uma pequena espessura da mesma, abandonou-se o S.P.T. e optou-se por uma amostragem contínua de metro em metro.

4 - AMOSTRAS INDEFORMADAS TIPO "SHELBY"

As amostradas de argila mole obtidas através de amostradores tipo "Shelby" foram coletadas de 11.0 a 18.0m de profundidade. Os cuidados adicionais a serem tomados na obtenção dessas amostras foram relatados no item I-2.

5 - AMOSTRAS COLETADASRELAÇÃO DAS AMOSTRAS DOS TUBOS "SHELBY" DE $\phi = 3$ "

AMOSTRA (Nº)	PROFUNDIDADE (m)	COMPR. SHELBY (cm)	COMPR. CRAVADO (cm)	RECUPERAÇÃO (cm)
1	11.-11.50	50	45	44
2	13.-13.45	50	45	45
3	14.-14.35	40	35	34
4	15.-15.45	50	45	44
5	16.-16.45	51	47	46
6	17.-17.35	40	35	32
7	18.-18.45	50	40	35

RELAÇÃO DAS AMOSTRAS DOS TUBOS "SHELBY" DE $\phi=4$ "

AMOSTRA (Nº)	PROFUNDIDADE (m)	COMPR. SHELBY (cm)	COMPR. CRAVADO (cm)	RECUPERAÇÃO (cm)
1	11.-11.50	50	45	44.5
2	12.-12.50	50	45	42
3	13.-13.50	49.5	44	43
4	14.-14.45	46	41	37
5	15.-15.50	50	45	44.5
6	16.-16.50	50	45	40.5
7	17.-17.4	41	35	28.5
8	18.-18.5	49.5	28	21

6 - COMENTÁRIOS

O primeiro problema na amostragem de material do subsolo é conseguir que esse material venha dentro do amostrador e mantê-lo lá durante a retirada do mesmo. O segundo é a amostragem "indeformada", igualmente importante e não menos difícil de se obter uma amostra com um mínimo de perturbação. Essa perturbação pode ocorrer não somente durante a atual amostragem mas também antes e depois da operação.

Furos de sondagem secos são geralmente estáveis quando rasos e em torno do nível d'água do terreno. Abaixo do lençol freático, o perigo do desmoronamento aumenta rapidamente com a profundidade; o uso de fluido de lavagem pode diminuir esse perigo. O inconveniente é que o fluido pode penetrar dentro dos poros do solo e contaminá-lo, se o solo for muito arenoso.

Para manter o furo de sondagem aberto em solos pouco coesivos usa-se Bentonita na água de lavagem, que se transforma em uma lama chamada Bentonítica. (Bentonítica é uma argila ultra-fina, com predominância de montmorilonita, formada basicamente pela alteração química das cinzas vulcânicas e que tendem a se expandir em presença da água).

O efeito da estabilização com fluido de lavagem é causado em parte pelo alto peso específico do fluido em relação ao da água e em parte pela formação de uma camada endurecida nos

lêm disso, aumentado pela rotação que é produzida para separar a amostra do solo. Essa ruptura pode ser um fenômeno progressivo e que é geralmente observado quando o revestimento é atrasado em relação ao furo e ocorre durante interrupções da operação sondagem-amostragem".

"Em solos que necessitam de revestimento no furo de sondagem e estabilização com líquido de lavagem, é entretanto importante que o revestimento seja logo avançado e se possível a pós a retirada do amostrador e ainda que, o furo deve ser mantido cheio durante interrupções das operações".

"Mesmo quando não ocorre ruptura, o solo dentro do bulbo de tensões reduzidas pode estar sujeito à expansão progressiva e a amostra deve ser sempre retirada tão logo seja possível, depois de avançado e limpo o furo de sondagem".

"Para se obter uma amostra indeformada, dever-se-ã durante a operação de amostragem submeter o solo a uma variação mínima de suas tensões intergranulares (efetivas) e a um mínimo de deformações elásticas e plásticas".

"Algumas variações de tensões são inevitáveis, especialmente variações de pressões das águas dos poros (u), mas a mudança da pressão neutra de compressão para tração pode fazer com que fique inalterado o estado de tensões intergranulares (efetivas). Assim sendo, dada a impossibilidade de se prever variações de ten-

lados do furo ("cake").

De acordo com Hvorslev⁽³⁴⁾, quando o furo de sondagem é avançado por remoção e não deslocamento do solo, a tensão vertical, abaixo do fundo do furo, pode ser reduzida dentro dos limites de uma certa zona ou bulbo (Fig. 71 A, pág. 84) . "O solo dentro desse bulbo de tensões reduzidas tem um tendência para expan-dir e pode romper-se escoando para dentro do furo de sondagem, quando a redução de tensões é grande e a resistência ao cisalhamento do solo é pequena".

"Quando a redução de tensões é bastante grande ou a resistência ao cisalhamento do solo é pequena que um escoamento plástico dentro do furo ocorre, o solo abaixo do fundo do furo é seriamente perturbado. Os resultados dessas experiências indicam que distorções visíveis ocorrem ou se estendem às profundidades de aproximadamente 3 vezes o diâmetro do furo. Amostras retiradas de camadas de solo de zonas perturbadas podem ter uma curvatura convexa (Fig. 72, pág. 85) mas é difícil de determinar se as amostras com esse tipo de distorção são provenientes da ruptura do solo abaixo do fundo do furo de sondagem, desde que similares distorções podem ser causadas por atrito entre amostra e amostrador e por entrada de excesso de solo (Fig. 75, 89 A e 90)".

"A maior redução de tensões ocorre quando o amostrador é retirado e então cria-se um vácuo total ou parcial abaixo do amostrador. O perigo de ruptura e perturbação do solo é, a -

sões, a previsão das variações de deformações se tornam importantes".

"Se não há perda d'água e se a amostra não apresenta uma apreciável quantidade de gases, poderá ocorrer deformações volumétricas e mais, se escoamentos plásticos e consequentes distorções das camadas de solo são desprezíveis, a amostra poderá ser em termos práticos, considerada "indeformada".

Outro fator que influencia na obtenção de amostras indeformadas é a "porcentagem de recuperação" definida por:

$$R = \frac{L}{H} \times 100 \quad (\text{VI-1})$$

onde H é o comprimento cravado do tubo Shelby e L é o comprimento da amostra dentro do amostrador.

PROFUNDIDADE	RECUPERAÇÃO	
	S-1	S-2
11.-11.50	98	99
12.-12.50	-	94
13.-13.45	100	97
14.-14.5	97	90
15.-15.5	98	99
16.-16.5	98	90
17.-17.5	91	81
18.-18-5	88	75

Segundo Berberian⁽³⁵⁾ uma boa recuperação deve ser maior do que 95%.

Com o intuito de facilitar a penetração e a colheita de amostras, define-se ainda uma característica dimensional do amostrador.

$$\text{"Inside clearance"} - c_i = \frac{\varnothing_i - \varnothing_p}{\varnothing_p} \times 100 \quad (\text{VI-II})$$

onde:

\varnothing_i = diâmetro interno do tubo Shelby

\varnothing_p = diâmetro da ponta do tubo Shelby

O valor de " c_i " deve estar compreendido entre 1 e 3%. Para todos os Shelbies utilizados nas sondagens S-1 e S-2 o c_i ficou compreendido neste intervalo.

2 - CÁLCULO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CIŪ PELO IBM-1130

O programa LIN3 que permite o cálculo do ensaio CIŪ se encontra gravado no disco 1E36 utilizado pelo computador IBM-1130 do N.C.E., à disposição do usuário. O Plotter deste programa utiliza duas folhas por ensaio e um tempo de aproximadamente 10 min., e por outro lado possibilita um número elevado (220) de dados. O motivo do elevado número de cartões se justifica para o caso em que se efetuar carregamentos e descarregamentos sucessivos.

O manual de utilização deste programa é de autoria de Peixoto⁽³⁶⁾, assim como o programa principal, cuja listagem completa se encontra em sua tese de Mestrado, COPPE/UFRJ(1976).

CARTÕES DE ENTRADA

1º CARTÃO : FORMAT (3F10.8,5F10.4)

- 1º campo: constante da "load-cell" (Kg/div)
- 2º campo: constante do transdutor de pressão neutra (Kg/cm²/div)
- 3º campo : constante da bureta (cm³/div)
- 4º campo: altura inicial do corpo-de-prova (cm)
- 5º campo: diâmetro inicial do corpo-de-prova (cm)
- 6º campo: variação acusada pela bureta devido ao adensamento do corpo-de-prova (cm³)
- 7º campo: diminuição da altura do corpo-de-prova devido ao adensamento (cm)
- 8º campo: pressão de adensamento triaxial (Kg/cm³)

2º CARTÃO : FORMAT (18A4,F7.2,I1)

- 1º campo: Comentários (coluna 1 a 72)
- 2º campo: contra-pressão (Kg/cm²)
- 3º campo: perfura-se o nº 1 se os dados obedecerem à ordem: leitura do defletômetro, leitura da "load-cell", leitura do transdutor de pressão neutra.

FORMAT (F10.5,10X,2F10.5)

3º CARTÃO : FORMAT (F10.5)

Perfurando-se qualquer número diferente de zero, ter-se-á os gráficos numa escala compatível com o tamanho do papel exigido para impressão de tese. Colocando-se um cartão em branco, todo o espaço disponível da folha do computador será utilizado, obtendo-se os desenhos numa escala maior.

MASSA DE DADOS - FORMAT (VER 2º CARTÃO)

O último cartão do ensaio deve ser seguido pelo valor 9000 perfurado no campo correspondente à leitura do defletômetro. Se for o último ensaio, ao cartão perfurado com 9000 deve seguir um cartão em branco.